DESTRESS BLAST TESTING AT SIGMA MINE:
Experimentation and results

February 1997

MINING AND MINERAL SCIENCES LABORATORIES
D. Labrie, M. Plouffe, A. Harvey and C. Major
Experimental Mine, Val d'Or

Presented at the 19th Session on Blasting Techniques
of the Société d'énergie explosive du Québec
Québec City, October 31 - November 1, 1996

MINING AND MINERAL SCIENCES LABORATORIES
Division Report MMSL 97-143E (TR)

101-02453/

DESTRESS BLAST TESTING AT SIGMA MINE:
Experimentation and results[1]

by

Denis Labrie[2], Michel Plouffe[3], André Harvey[4] and Charles Major[5]

SUMMARY

An experimental destress blast was carried out at Sigma Mine during January 1996, in order to find a way to decrease the stresses induced by mining in loaded areas. The blast was performed in the sill pillar of a stope located on level 34, about 1500 metres underground. Geophysical and geomechanical surveys were made in the pillar and at the ends of the stope, before and after the blast, in order to determine the efficiency of the blast.

This report presents the experiment and the blast parameters. The blast pattern and the explosives used are specified. The results are presented and discussed.

---

1 KEYWORDS: Rockburst, violent failure, destress blast, geophysical survey, structural surveys, stress determination, stress monitoring, dilatometer testing, in situ modulus of deformation, laboratory testing, compressive strength, modulus of elasticity, scale effect.

2 Rock Mechanics Engineer, CANMET, Mining and Mineral Sciences Laboratories, Ottawa

3 Group Leader in Mining Seismology, CANMET, Mining and Mineral Sciences Laboratories, Val d'Or

4 Senior Engineer, Mines Aurizon, Beaufor Mine, Val-d'Or. Previously Ground Control Engineer, Placer Dome Canada Ltd., Division Mines Sigma, Val-d'Or

5 Engineer, ICI Explosives Canada, DivisionExplonor, Val d'Or

ESSAI DE DYNAMITAGE DE PRÉFRACTURATION À LA MINE SIGMA:
CONTEXTE DE L'EXPÉRIMENTATION ET RÉSULTATS OBTENUS [1]

par

Denis Labrie[2], Michel Plouffe[3], André Harvey[4] et Charles Major[5]

SOMMAIRE

Un essai de dynamitage de préfracturation a été effectué à la mine Sigma au mois de janvier 1996, pour examiner une façon de réduire les contraintes induites par les excavations dans des secteurs fortement chargés. Le sautage a été effectué dans le pilier de protection d'un chantier situé au niveau 34, à environ 1 500 mètres sous terre. Des relevés géophysiques et des essais géomécaniques ont été effectués à l'intérieur du pilier et aux extrémités du chantier avant et après le tir pour déterminer l'efficacité du sautage.

Cette présentation fait le point sur le contexte de l'expérimentation et les paramètres du tir. Le patron de forage et les types d'explosif et de chargement utilisés sont spécifiés. Les résultats de mesure obtenus sont présentés et discutés.

---

1 MOTS CLÉS: Coup de terrain, rupture violente, tir de préfracturation, levé géophysique, relevés structuraux, détermination de contrainte, suivi de contrainte, essai au dilatomètre, module de déformation en place, essai en laboratoire, résistance en compression, modules dedéformation élastique, effet d'échelle.

2 Ingénieur en mécanique des roches, CANMET, Labaratoires des mines et des sciences minérales, Ottawa.

3 Chef de groupe en séismologie minière, CANMET, Labaratoires des mines et des sciences minérales, Ottawa.

4 Ingénieur senior, Mines Aurizon, Mine Beaufor, Val-d'Or. Originalement ingénieur en contrôle de terrain, Placer Dome Canadaltée, Division Mines Sigma, Val-d'Or.

5 Ingénieur, ICI Explosifs Canada, DivisionExplonor, Val d'Or.

SOMMAIRE

Un essai de dynamitage de préfracturation a été effectué à la mine Sigma au mois de janvier 1996, pour examiner une façon de réduire les contraintes induites par les excavations dans des secteurs fortement chargés. Le sautage a été effectué dans le pilier de protection d'un chantier situé au niveau 34, à environ 1 500 mètres sous terre. Des relevés géophysiques et des essais géomécaniques ont été effectués à l'intérieur du pilier et aux extrémités du chantier avant et après le tir pour déterminer l'efficacité du sautage.

Cette présentation fait le point sur le contexte de l'expérimentation et les paramètres du tir. Le patron de forage et les types d'explosif et de chargement utilisés sont spécifiés. Les résultats de mesure obtenus sont présentés et discutés.

TABLE OF CONTENTS

Page

SUMMARY ii
SOMMAIRE iii

INTRODUCTION 1

THE EXPERIMENT 2

THE DESTRESS BLAST 3
The drilling pattern 3
The loading of holes and their detonation 3
The blast sequence and the damage observed 4

GEOPHYSICAL SURVEYS AND GEOMECHANICAL TESTING 5
The geotomographic survey 5
The determination and monitoring of *in situ* stresses 6
The measurement of *in situ* deformability 7
The properties of the rock material 8

THE NUMERICAL ANALYSIS 9

DISCUSSION AND CONCLUSION 9

ACKNOWLEDGEMENTS 11

REFERENCES 11

TABLES 13

FIGURES 19

LIST OF TABLES

1. Mean orientation and average spacing of discontinuities 13
2. Rockmass quality indices (surveys done on Level 34) 13
3a. Principal stresses and average stress level before the blast 14
3b. Principal stresses and average stress level after the blast 14
4. Stress changes determined from the triaxial cells recordings 15
5. Modulus of deformation values determined from dilatometer tests 16
6. Rock and rockmass strength according to the Hoek and Brown criterion 17
7. Moduli of deformation determined for the rock material and the rockmass 18

LIST OF FIGURES

1. Longitudinal section of the zone P 19
2. Longitudinal section of the stope 3420E 19
3. Graphical projection of the discontinuities from the drift 3416E 20
4. Fracturation observed in the drift 3416E 20
5. Pattern of holes drilled for the destress blast 21
6. Schematics of the loading of the drillholes 21
7. Far-field recording of the blast 22
9. Location of the transmitters and the receivers for the tomography survey 22
8a. The drift 3420E before the blast - Section 5 350 E (east view) 23
8b. The drift 3420E after the blast - Section 5 350 E (east view) 23
10a. Tomographic profile determined before the blast 24
10b. Tomographic profile determined after the blast 24
11. Pattern of boreholes drilled for the stress measurements 25
12. Variation of frequency shown by the vibrating wire cell N4 25
13. Determination of *in situ* rock deformability with dilatometer 26
14. Profiles of deformability determined for boreholes N2 and N2a 26

INTRODUCTION

A destress blast test was carried out at the Sigma Mine, property of Placer Dome Canada Ltd., on January 20, 1996. The objective of the test was to take stock of that technique, as a means of reducing the risk of rockbursting in areas susceptible to violent failure.

This violent failure phenomenon in deep hard-rock mines is a well known phenomenon. It is present in many mines in Québec and Ontario (Hedley, 1992 [1]). However, this phenomenon does not limit itself only to deep mines. More generally, this phenomenon occurs in competent ground when the level of induced stresses exceeds the *in situ* strength of the rock. While it is possible to affirm, without too much fear of contradiction, that all rockbursts are the result of excess stresses, the nature of the phenomenon is nevertheless very diversified.

Rockbursts are grouped two ways: those associated to slippage along natural structural planes, and those associated with high strain energies inside less fractured rockmasses. The damage resulting from rockbursts can be very severe, depending of the vicinity of the hypocentre compared to the openings and the energy released by it.

The rockbursts observed at Sigma Mine are usually part of the second group, those associated with high strain energies. One of the factors generally invoked to explain them is the geometry of mine openings - the presence of isolated structures inside mining zones increase the risk of rockbursts. Isolated structures concentrate stresses and are subject to fail violently -. The problem is compounded by the different properties of geological units of the mining area. The most rigid units accumulate energy which adjacent units are unable to absorb, when released. The seismic events produced by the release of energy create most of the damage observed on the face of openings.

There are not many ways of reducing the potential of violent failure in heavily loaded mining structures. The simplest solution could consist in avoiding these difficult situations, by mining uniform faces and towards the outside of the orebody, to get away from the main infrastructures. Destress blasting could also be the only alternative left within these conditions. The objectives

of destress blasting is to reduce the level of stresses observed in loaded areas, and to move these outside the mining zone by modifying the bulk properties of these areas.

Indeed, the increase of fracturation produced by blasting allows a reduction of rigidity and of fragility of the material. As a consequence, the capacity for the material to concentrate stresses will be reduced, its ability to fail violently as well. Its strength will be reduced, and stresses the material can support as well. Should the occasion arise, the excess stresses will be transfered to the ends of the stope, where the level of stress will be lower and the damage resulting of an eventual failure will be less critical. Experiments of that nature were conducted in the past, some succeeded, others were less successful (Hedley, 1992 [1], Makuch et al., 1987 [2], ROCTEST, 1980 [3]).

THE EXPERIMENT

The test carried out in January 1996 was to verify the efficiency of this technique. This technique could then be used to reduce the potential of violent failure prevalent in loaded mining structures, and to limit damage associated to stronger bursts. The test was carried out at approximately 1500 metres underground, on the 34 level, in the sill pillar of the abandoned 3420E stope. The site is located within the P-Zone, about 60 metres from the main cross-cut and 150 metres from No. 3 shaft. Longitudinal sections of the P-Zone and of the 3420E stope are shown on Figures 1 and 2.

The 3420E stope is located inside a sheared zone orientated east-west. The zone dips at 55 degrees towards the south, typical of mineralized zones at Sigma Mine. The walls are porphyritic diorite relatively homogenous, more or less fractured at the contact with the mineralization. The zone contains some quartz-tourmaline veins. Some secondary minerals, such as pyrite, chalcopyrite, chlorite and carbonatite, are also present with the mineralisation. The contact with the walls is concordant. Further details on the mine geology and the mineralization at Sigma Mine are given in Robert et al. (1983 [4]).

Structural surveys and geocharacterization have been carried out in the 3416E and 3420E drifts, to study the fracturation in the vicinity of the stope. The mean orientations and the average

spacing of discontinuities are shown on Table 1. Generally, two families of discontinuities are present, with an orientation parallel and perpendicular to the ore zone. A third family, intermediate to the first two, is sometimes present. The spacing of discontinuities varies between 0.35 and 3.0 metres. The indices of quality of the rockmass have been calculated. Results achieved are shown on Table 2. The RMR is slightly above 80, the Q index varies between 1.6 and 3.3. The discontinuities for the 3416E drift have been plotted on stereonet which is shown on Figure 3. A photograph of the fracturation is shown on Figure 4.

THE DESTRESS BLAST

The destress blast was limited to the western portion of the sill pillar located at the bottom of the 3420E stope, between the sections 5 335 E and 5 390 E (see Figure 2). The volume to fracture was about 450 m^3, or 16 000 ft^3. The drilling pattern, the types of explosive and loading, and the blasting sequence used are detailed in the following paragraphs.

The drilling pattern

Fifteen (15) holes of 38.1 mm (1½ inch) diameter and 8.5 m (28 ft) long were drilled in the back of the 3420E drift, inside the sill pillar. The holes were drilled along the vein at an angle of 55 degrees towards the top. The holes were alterned on two lines spaced 1.2 m (4 ft) apart. One line was drilled near the contact with the north wall, the other at the centre of the drift. Holes were drilled every 0.9 m (3 ft) in the direction of the drift. The drilling pattern was selected to create an optimal angle for fractures, at 45 degrees with the orientation of discontinuities. The location of drillholes is shown on Figure 5.

The loading of holes and their detonation

The holes were loaded pneumatically with AN/FO bulk explosive, for a length of 5.5 m (18 ft). The choice of explosive was based on its high gas energetic partition. The remaining 3 m (10 ft) were filled with fast grip cement cartridges, in order to maximize the time of gas retention. The cartridges were inserted into the holes with a stuffer. A plastic cover and a jute stemming were put in place prior to the insertion of cement, to avoid any reaction between the ANFO and the

cement. The distance with cement was deeper than the damage zone created by the advance of the drift. This zone is usually less than 1 m deep. The powder factor of the blast was 0.2 kg/m^3 or 0.15 lb/t.

Two 15 metre long and zero delay non-electric detonators were inserted in each hole. This allowed an almost instantaneous initiation of the blast. Cartridges of dynamite of 25*200 mm were used to ensure an effective detonation of the ANFO. The detonators were connected to a detonating string fired electrically. The pattern of holes loading is shown on Figure 6.

The blast sequence and the damage observed

All the holes were initiated at the same time in order to obtain the maximum power from blasting. A recording of the blast was made with far-field sensors installed to monitor the seismic activity at Sigma Mine. The recording is shown on Figure 7. No attempt has been made to correlate the recording with the power of the blast. The factors to do so are unknown or too imprecise to conclude in a valid way on the subject. The magnitude of the event determined from the analysis of waveforms was estimated at 1.0 m_N, or in terms of energy, at 1.84 kJoules at 350 m from the blast. It is deemed more appropriate to examine the signature of the blast and the length of the event. Only one P wave and one S wave were recorded. The pulse was relatively short, less than 150 msec. This demonstrates that all the charges went at the same time, and that the test utilized the maximum energy available from blasting.

Inspection of the site after the blast showed that the cement had been blown from the holes with the explosion. Therefore, some energy might have been lost although the amount is hard to evaluate. Support was reenforced before the blast. All production and haulage drifts at Sigma Mine are supported with standard rock bolts and resin bolts. Metals straps and 12 gauge screen are used in stopes area. A view of the 3420E drift before the blast is shown on Figure 8a.
The 3420E drift after the blast is shown on Figure 8b. More important damages were observed around the 5 360 E section, where a bay had been made for drilling. Elsewhere, the damages were relatively minor, the power of blast and the proximity of the walls being considered. The damage was limited to the screen cut up by the blast, and to a light spalling of the walls.

GEOPHYSICAL SURVEYS AND GEOMECHANICAL TESTING

Technical surveys were carried out before and after the blast to measure the success of the experiment and the impact of the blast on the properties of the rock in the area. Properties investigated were: 1) the velocity of the seismic waves, affected by the level of stresses and the character of fractures in the milieu; 2) the size of total stresses and their evolution with time, inside the pillar and at each end of the stope; and 3) the *in situ* deformability of the rock material, determined at the same location. The strength and the elastic moduli of the rock material were determined in the laboratory. The surveys carried out and the results obtained are presented in the following paragraphs.

The geotomographic survey

Geotomography is a geophysical technique to estimate the properties of a milieu by analysing the velocity profiles of waves propagating that milieu (Young et al., 1987 [5]). The homogeneity of the milieu, the modulus of elasticity, the level of stress, the fracturation of the rock, or all other properties that could be correlated to velocity are among properties estimated usually with this technique. The sensitivity of the method and the difficulty to calibrate the profiles determined with the properties of the rock constitute the main limitations of the technique. Nevertheless, even if the absolute value of rock properties cannot be be determined with accuracy with this technique, the method could be very useful to investigate changes in properties or their evolution over time. This was attempted within the present test program.

Two (2) series of holes were drilled in the vicinity of the pillar. A first series of holes were drilled at an angle of 50 degrees upwards on the north wall of the drift to insert the transmitters. A second series were drilled straight up in the back near the south wall to fix the receivers. The holes were spaced 0,9 m (3 ft) apart. Their length were 6,1 and 2,1 m (20 and 7 ft) respectively, for angle and vertical holes. The position of the transmitters and the receivers defined a plane almost horizontal located at about 2 m (6,6 ft) over the drift, inside the pillar. An isometric view of the 3420E drift and the holes drilled are shown on Figure 9.

The transmitters were electric seismic detonators. They were placed in the holes of the north

wall at the desired depth. Only one detonator was initiated at a time. The resulting wave was received by all the sensors located on the opposite line. The time of arrival of the wave at each receiver was recorded. A series of shots were carried out from each transmitting hole to cover all the surface of the plane. The velocity of the waves in the milieu was calculated. The velocity profiles determined before and after the blast are shown on Figures 10a and 10b.

The determination and monitoring of *in situ* stresses

The stresses were determined in three (3) specific locations, in the middle of the pillar and at both ends of the stope. The method used was the *doorstopper* method, carried out inside B holes. The determination of the complete stress tensor requires drilling three holes at each location, converging towards the measuring point. This point was located at a depth of about 4 m (13 ft) from the back of the drift, following the dip of the orebody. A hole layout is shown on Figure 11.

The rock samples recovered from the tests were reloaded in laboratory to determine the specific elastic moduli of the samples. The results of the stress measurements were interpreted by refering to the linear elasticity theory for homogenous materials. The size and orientations of the stresses, determined before and after the blast, are shown on Tables 3a and 3b. The magnitude of the mean and the deviatoric stresses at each location were also calculated. The results are also shown.

The maximum stress was determined before the blast, with a value of 104 MPa, and was located at the centre of the pillar . The stress values at the ends of the stope were 34 and 64 MPa, at west and east end respectively. After the blast, the average stress determined inside the pillar decreased to 59 MPa. At both west and east ends, the stresses were 42 and 19 MPa respectively. These values have to be examined in their real perspective, keeping in mind the experimental nature of the measurement and the variability that could be observed on the rock in place.

Three (3) triaxial stress cells were installed inside N holes drilled close to the B holes. These cells allowed the monitoring of stress changes in the sector during the whole period of

experimentation. A slight modification of the stress regime was recorded during that period, as a consequence of a major rockburst that occurred in November 1995 at a lower level. A change of 1 or 2 MPa, mainly along the borehole axis, was observed then. Also, even if results are mitigated, the cells showed a slight change in the stress level following the destress blast. A reduction of 2.3 MPa was observed along the borehole axis at the east end of the site. The cell located inside the pillar was destroyed by the blast. As for the unit installed at the west end of the pillar, its position was far from optimal and no significant change was recorded. This unit was installed inside the damaged zone of the drift, less than one meter inside the borehole. A crack with lateral movement prevented the installation of the unit beyond that distance. The results obtained are shown on Table 4. The reaction curves of the cell installed at the east end of the site - borehole N4 - are shown on Figure 12.

The measurement of *in situ* deformability

Dilatometer tests were carried out before and after the blast in N size holes, to determine the *in situ* modulus of deformation of the rock material and to verify the effect of blasting on its value. The N size holes had been drilled at the beginning of the field campaign, to provide samples for testing in the laboratory and to allow the installation of the triaxial sensors. The boreholes were inspected with a geocamera to determine their general conditions. The inspection revealed the presence of many breakouts within the boreholes - these breakouts are an indication of a high stress level, higher than 50% the nominal strength of the rock -. The borehole N1 had a major displacement at the collar and then could not be used for testing. A second hole - borehole N1a - was drilled next to the original one after the blast. Borehole N2 was destroyed by the blast. A second hole - borehole N2a - was also drilled in replacement of the previous one after the blast. Borehole N3 showed severe damage - breakouts, spalling, etc - too. Some tests were carried out in this borehole only after the blast.

Nevertheless, when conditions proved to be acceptable for testing, according to the conditions of the walls, dilatometer tests were attempted in boreholes. A chart of the dilatometer probe is shown on Figure 13 to illustrate its working. The probe is introduced in the borehole at a chosen depth, and the membrane is inflated to the desired pressure. The volume of fluid injected to inflate the membrane is measured. The volume of fluid is a measure of the deformability of the

rock material. Pressure is increased and the volume of fluid injected is measured accordingly. The complete curve pressure versus deformation of the rock material for the depth chosen is then known. The interpretation of results is done in accordance with the theory of linear elasticity for isotropic and homogenous material. Testing was repeated twice, to verify the effect of reloading on rock behavior. The rock showned no hardening. This confirms the purely elastic behavior of the rock. The results are shown on Table 5.

The *in situ* modulus of deformation averages 55 GPa. The results achieved after the blast do not show any major change with those achieved before the blast. The difference is about 10%. A difference of 7% was observed between boreholes N2 and N2a, and an increase of 11% within borehole N4. The deformability profiles plotted for boreholes N2 and N2a are shown on Figure 14.

The properties of the rock material

Compressive tests were made in the laboratory on samples recovered from the N size boreholes, to determine the strength and the elastic moduli of the rock material. The results were extrapolated to the scale of rockmasses, to take into account the effect of volume on rock properties. Extrapolation was made by using correction factors suggested usually in literature. Results are shown on Tables 6 and 7. Interested readers will see references given at the bottom of tables for details on the significance and the determination of the parameters displayed on the tables. More important are the values of strength and moduli determined for the rock material. The uniaxial compressive strength varies between 110 to 230 MPa, depending on the characteristics of the material tested. The modulus of elasticity of the rock generally ranges from 50 to 90 GPa, for the same rock types. This value decreases with the scale of testing, or with the volume of rock affected by the test or considered in the interpretation. Results of dilatometer tests show intermediate values, included between those determined in the laboratory on rock samples and those determined empirically for the rockmass.

THE NUMERICAL ANALYSIS

The surveys made and the results presented would be incomplete without reiteration of the work

objective and the reasons of using destress blasting. It has been said previously that this technique could be used successfully to limit or reduce stresses in mine structures located in heavily loaded ore zones. Also, the risk of violent failure will be reduced or limited. However, the use of this technique also implies that to limit or reduce stresses in a given structure, adjacent structures will have to be loaded beyond their actual level. Ideally, this technique should not be used before having made a stability analysis of the zone investigated, and that the changes produced in a given structure will not produce an excess of stress in the adjacent ones.

Simon et al.,1995 [9], have proposed a methodology to estimate the potential of rockbursting of a structure in relation with the characteristics of the zone including that strucure. The authors suggest to perform an analysis of stability of the structure - using one of the softwares available on the market per se, based on numerical analysis techniques -. If stresses exceed the level allowed for that structure, the stiffness of the structure is compared with the stiffness of the zone and the potential of violent failure is rated. This methodology has shown promising results in the past. This methodology was used in parallel with the preparation of the present experiment. The results of analysis will be published soon.

DISCUSSION AND CONCLUSION

This document describes an experiment carried out at Sigma Mine to investigate a technique for reducing or limiting stresses in some heavily loaded mine structures. Not constrained, stresses most often lead to a violent failure phenomenon. This phenomenon called rockburst constitutes a risk for serious accident in deep hard rock mines. It has to be controlled, if not eliminated. The risk is high both for personnel and for operations. It causes loss of production and damage that need costly rehabilitation.

A destress blast was carried out on January 20, 1996, within the 3420E stope sill pillar, at approximately 1500 m underground. The volume of rock involved by the experiment was about 450 m^3. The drilling pattern and the types of explosive and loading were selected to maximize the energy available for the blast, and to increase the degree of fracture of the rock while maintaining the integrity of the mine structure. Geophysical surveys and geomechanical testing were conducted prior to and after the blast to evaluate its efficiency. The results are presented.

The results show the difficulty in measuring the efficiency and the degree of success of an experiment carried out in a practical context. The objective of destress blasting is to reduce the risk of violent failure in mine structures by reducing their rigidity - or stiffness - and their fragility - or brittleness -, and by redistributing the stresses in the adjacent zones. Unfortunately, the precision of the instruments used and the nature or the variability of the rock properties - these are intrinsic characteristics of rock materials - do not allow a decision to be made on the efficiency of the blast. The monitoring of seismic activity in the sector during the next few months could add more information. Some compressive tests on the rock material that would be sampled after the blast, to characterize the behaviour of the fractured material, could also provide interesting results.

Destress blasting does not constitute a solution to all cases of heavily loaded structures prone to violent failure. Once all possibilities of adjustment by changing stope design or mining sequence are exhausted, one of the remaining alternatives left to mine engineers is to try to reduce the potential of violent failure of heavily loaded mine structures by relocating excess stresses towards areas less loaded or less critical for the safety of workers and operations.

ACKNOWLEDGMENTS

Many people participate in this project. Diamond drilling was performed by Robert Lemay and Daniel Perron, from N. Morissette, of Val-d'Or. These also helped in the *in situ* testing. The destress blast was prepared by the personnel of Sigma Mine, helped by the personnel of ICI Explosives Canada, Division Explonor, of Val-d'Or. Technical surveys and testing were performed by the personnel of CANMET in Val-d'Or, Ottawa and Sudbury. Numerical analyses were performed by researchers from École Polytechnique de Montréal and McGill University. The authors gratefully acknowledge the persons involved in the project for their contribution, or whose support helped to achieve and complete this project.

This *in situ* experiment was performed because of the physical and financial support of Sigma Mine. Besides Sigma Mine, financing of the project was provided by CANMET and the

Government of Québec and the Government of Canada through the Mineral Development Agreement.

REFERENCES

1. HEDLEY, D.G.F., 1992. Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines, CANMET Special Report 92-1E (SP), Mining Research Laboratories, CANMET, Natural Resources Canada, Ottawa, 305 p.

2. MAKUCH, A., NEUMANN, M., HEDLEY, D.G.F., BLAKE, W., 1987. Destress blasting at Campbell Red Lake Mine, CANMET Special Report 87-8E (SP), Mining Research Laboratories, CANMET, Natural Resources Canada, Ottawa, 42 p.

3. ROCTEST, 1980. Prévention et mesure (des coups de charge dans les mines): État actuel des connaissances, *in* Étude sur les coups de charge dans les mines, Report prepared for the Ministère de l'Énergie et des Mines, Gouvernement du Québec, 74 p.

4. ROBERT, F., BROWN, A.C., AUDET, A.J., 1983. Structural control of gold mineralization at the Sigma Mine, Val-d'Or, Québec, CIM Bulletin, Vol. 76, No. 850, pp. 72-80.

5. YOUNG, R.P., HUTCHINS, D.A., McGAUGHEY, J., TOWERS, J., JANSEN, D., BOSTOK, M., 1987. Geotomographic imaging in the study of mining induced seismicity, *in* Preprints of the Fred Leighton Memorial Workshop on Mining Induced Seismicity, Queen's University, pp. 41-67.

6. HOEK, E., BROWN, E.T., 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, *in* Rock Engineering for Underground Excavations, Proc. of the 15th Can. Rock Mechanics Symp., University of Toronto, pp. 31-38.

7. BIENIAWSKI, Z.T., 1978. Determining rock mass deformability: experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sc., Vol. 15, No. 5, pp. 237-248.

8. NICHOLSON, G.A., BIENIAWSKI, Z.T., 1990. A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification, Int. J. Min. Geol. Engng, Vol. 8, No. 3, pp. 181-202.

9. SIMON, R., AUBERTIN, M., MITRI, H.S., 1995. Evaluation of rockburts potential in hard rock mines, Rock Mechanics and Strata Control Session, 97th CIM Annual General Meeting, Halifax, Nova Scotia, 10 p.

TABLES

Table 1. Mean orientation and average spacing of discontinuities.

DRIFT	SCANLINE	MEAN ORIENTATION			
		Number	Direction (°)	Dip (°)	Average spacing (m)
3416 E	All	1	014	86	1.33
		2	103	74	0.78
		3	248	78	0.32
3420 E	All	1	033	90	2.82
		2	094	79	0.35

Table 2. Rockmass quality indices (surveys done on Level 34).

IDENTIFICATION			QUALITY INDICES				
Drift	Scanline	Geological Unit	λ^* (#/m)	RQD	RMR	Q	Q'
3416 E	All	Type C	1.54	99	81	1.6-2.2	16.5-22.0
3420 E	All	Type C	1.33	99	82	1.6-3.3	16.5-33.0

* Number of fractures per metre.

Table 3a. Principal stresses and average stress level before the blast.

SITE	σ_1		σ_2		σ_3		σ_{moy}[1] (MPa)	$\tau_{dév}$[2] (MPa)
	Mag. (MPa)	Az/Dip[3] (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Dip (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Dip (°/°)		
Site 1	55.0	057/14	46.9	146/-05	1.8	036/-74	34.5	23.4
Site 2	134.0	002/-56	92.3	018/-38	86.6	101/09	104.3	21.1
Site 3	77.7	162/-24	60.7	081/20	54.6	025/-57	64.3	9.7

Notes
[1] Mean stress.
[2] Deviatoric stress.
[3] Negative dip (-) towards down.

Table 3b. Principal stresses and average stress level after the blast.

SITE	σ_1		σ_2		σ_3		σ_{moy}[1] (MPa)	$\tau_{dév}$[2] (MPa)
	Mag. (MPa)	Az/Dip[3] (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Dip (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Dip (°/°)		
Site 1	64.4	158/-30	38.4	050/-28	24.8	106/46	42.5	16.4
Site 2	77.6	173/-86	54.1	029/38	47.6	107/-14	59.7	12.8
Site 3	32.6	022/21	21.2	115/07	4.4	042/-67	19.4	11.5

Notes
[1] Mean stress.
[2] Deviatoric stress.
[3] Negative dip (-) towards down.

Table 4. Stress changes determined from the triaxial cells recordings.

BOREHOLE	SENSOR[1] (Axis)	VARIATION		STRESS CHANGE[2] (MPa)
		Frequency (Hz)	Displacement (mm)	
N1	NS	-14	-0.00113	-0.32
	V	0	0.0	0.00
	EW	-4	-0.00035	-0.19
N2	NS	-	-	-
	V	-	-	-
	EW	-	-	-
N4	NS	0	0.0	-0.35
	V	2	-0.00797	-2.27
	EW	2	0.00016	-0.32

Notes

[1] Sensor orientation □ **NS** Axis, **V**ertical, **EW** Axis.

[2] Young's modulus$_{N1}$: 50.34 GPa, Poisson's ratio$_{N1}$: 0.19.
Young's modulus$_{N2}$: 39.54 GPa, Poisson's ratio$_{N2}$: 0.26.
Young's modulus$_{N4}$: 51.32 GPa, Poisson's ratio$_{N4}$: 0.32.

Table 5. Modulus of deformation values determined from dilatometer tests.

IDENTIFICATION		MODULUS of DEFORMATION			
Test	Depth (m)	Before the blast		After the blast	
		E (GPa)	ν	E (GPa)	ν
N1a.1	9.02	-	-	63.27	0.30
N1a.2	6.77	-	-	-	-
N1a.3	5.02	-	-	-	-
N1a.4	3.82	-	-	67.08	0.30
N2.1	8.37	54.18	0.26	-	-
N2.2	7.72	68.47	0.26	37.69 *	0.26
N2.3	6.97	-	-	62.52 *	0.26
N2.4	5.42	57.62	0.26	44.72 *	0.26
N2.5	4.62	39.54	0.26	-	-
N2.6	4.02	65.95	0.26	61.52 *	0.26
N2.7	2.32	54.54	0.26	58.08 *	0.26
N2.8	1.87	-	-	-	-
N3.1	7.77	-	-	59.60	0.30
N3.2	5.87	-	-	55.47	0.30
N3.3	4.02	-	-	66.60	0.30
N4.1	7.82	-	-	-	-
N4.2	7.07	55.11	0.32	-	-
N4.3	6.47	-	-	72.04	0.32
N4.4	5.77	47.53	0.32	50.24	0.32
N4.5	4.27	53.25	0.32	66.11	0.32
N4.6	3.52	67.59	0.32	-	-
N4.7	2.77	58.23	0.32	-	-

Notes
E *In situ* modulus of deformation.
ν Poisson's ratio, from laboratory.
* Tests carried out in borehole N2a.

Table 6. Rock and rockmass strength according to the Hoek and Brown criterion.

SAMPLE	MATE-RIAL	RMR	PARAMETERS of the CRITERION [1]				
			σ_c [2] (MPa)	Rock material		Rock mass	
				m_i [3]	s_i [3]	m_m [3]	s_m [3]
N1.1	C alt.	73	113.80	5.96	1.0000	2.27	0.0498
N1.2	Type C	82	137.22	12.07	1.0000	6.34	0.1353
N1a.1	Type C	80	205.68	16.12	1.0000	7.89	0.1084
N1a.2	Type C	85	282.46	26.66	1.0000	15.60	0.1889
N2.1	Type C	84	229.72	27.33	1.0000	15.43	0.1690
N2a.1	Type C	83	228.43	11.74	1.0000	6.39	0.1512
N2a.2	Type C	78	146.68	18.21	1.0000	8.30	0.0868
N3.1	Qz-To	79	179.58	17.77	1.0000	8.38	0.0970
N4.1	Qz-To	77	122.81	19.89	1.0000	8.74	0.0776
N4.2	Type C	79	224.58	16.07	1.0000	7.59	0.0970

Notes

1 See Hoek and Brown, 1988 [6], for more information on constants.

2 Average unconfined compressive strength.

3 Constants of the Hoek and Brown criterion, $_i$ for rock material, $_m$ for rock mass.

Table 7. Moduli of deformation determined for the rock material and the rockmass .

IDENTIFICATION				MODULUS of DEFORMATION				
Sample	Material	RQD	RMR	E_l[1] (GPa)	E_d[2] (GPa)	$E_{m.RQD}$[3] (GPa)	$E_{m.RMR}$[4] (GPa)	ν[5]
N1.1	C alt.	69	73	45.66	-	9.01	16.88	0.16
N1.2	Type C	100	82	50.34	-	50.34	25.94	0.19
N1a.1	Type C	94	80	60.18	67.08	50.55	28.82	0.31
N1a.2	Type C	97	85	78.97	87.30	72.65	45.44	0.36
N2.1	Type C	98	84	90.18	65.95	85.36	50.02	0.25
N2a.1	Type C	89	83	71.36	58.08	50.42	38.16	0.31
N2a.2	Type C	90	78	56.01	44.72	41.07	24.92	0.21
N3.1	Qz-To	90	79	81.78	55.47	59.97	37.75	0.46
N4.1	Qz-To	84	77	92.19	58.23	52.85	39.53	0.33
N4.2	Type C	84	79	74.85	67.59	42.91	34.55	0.30

Notes

[1] Young's modulus, from the laboratory.

[2] *In situ* modulus of deformation, from dilatometer tests.

[3] *In situ* modulus of deformation, function of RQD (Bieniawski, 1978 [7]).

[4] *In situ* modulus of deformation, function of RMR (Nicholson and Bieniawski, 1990 [8]).

[5] Poisson's ratio, from the laboratory.

FIGURES

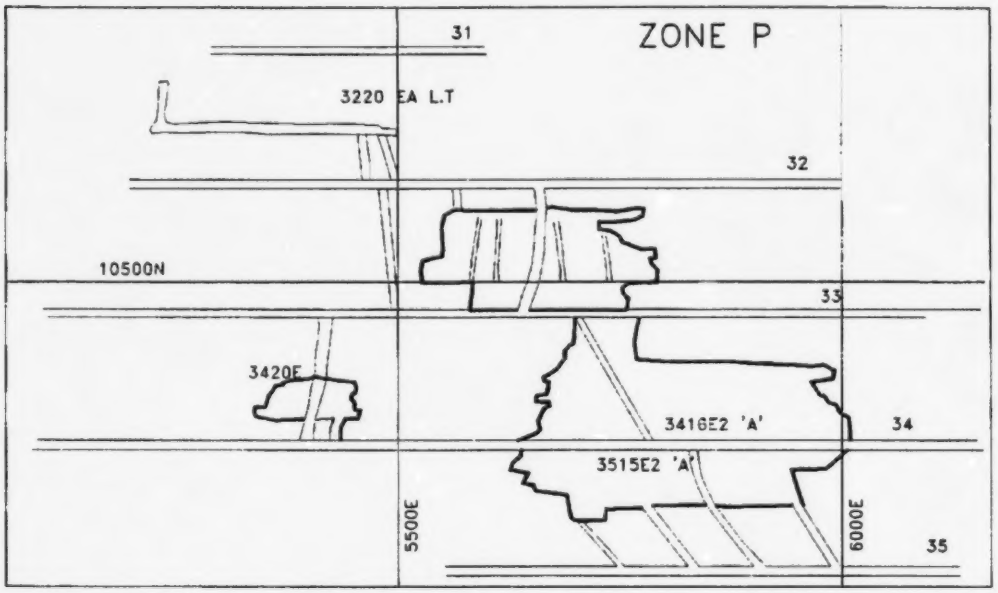

Figure 1. Longitudinal section of the zone P.

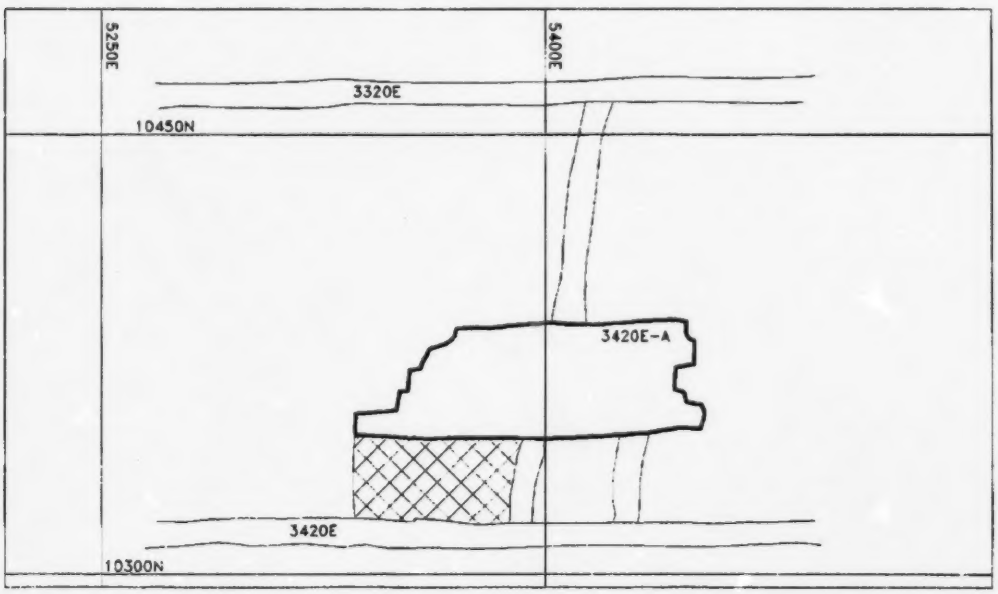

Figure 2. Longitudinal section of the stope 3420E.

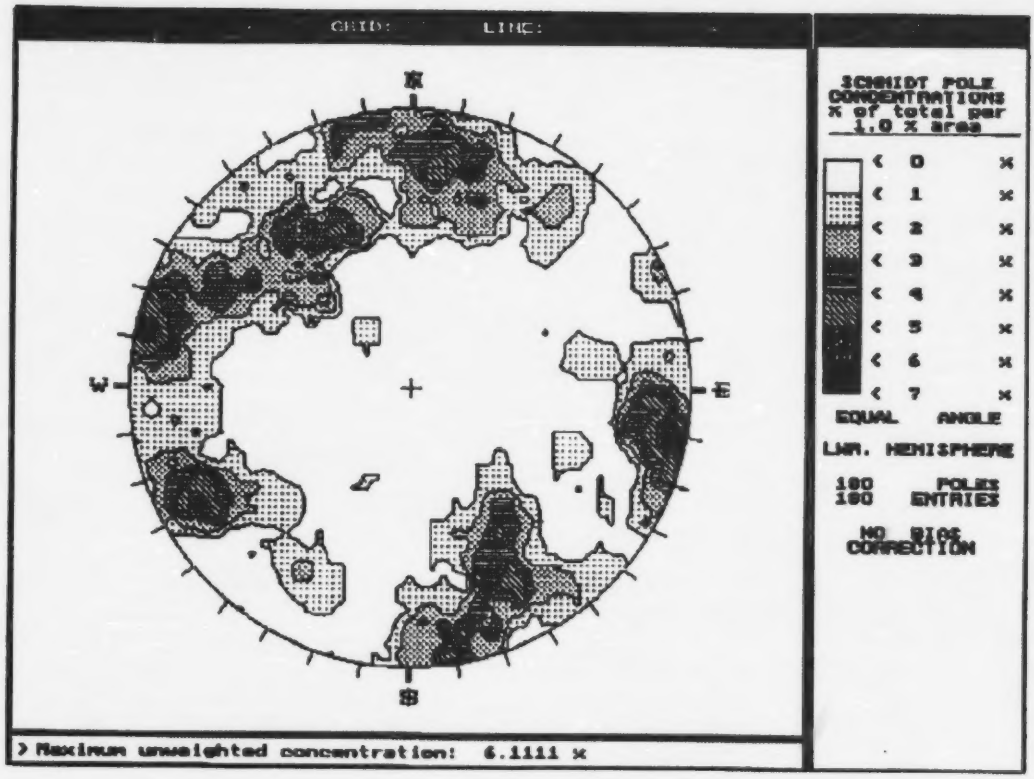

Figure 3. Graphical projection of the discontinuities from the drift 3416E.

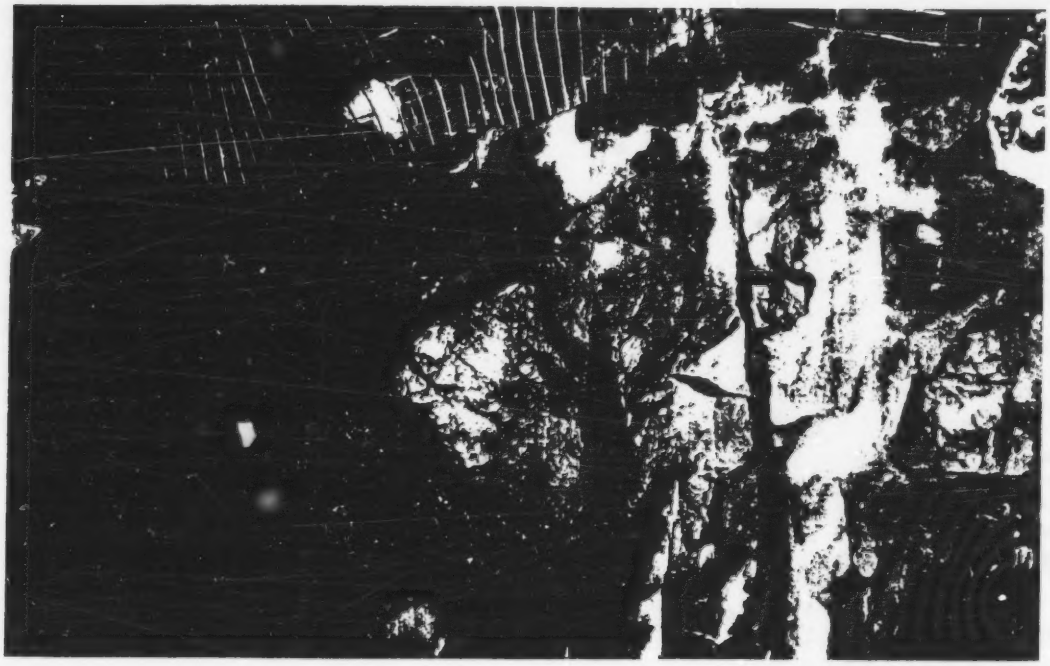

Figure 4. Fracturation observed in the drift 3416E.

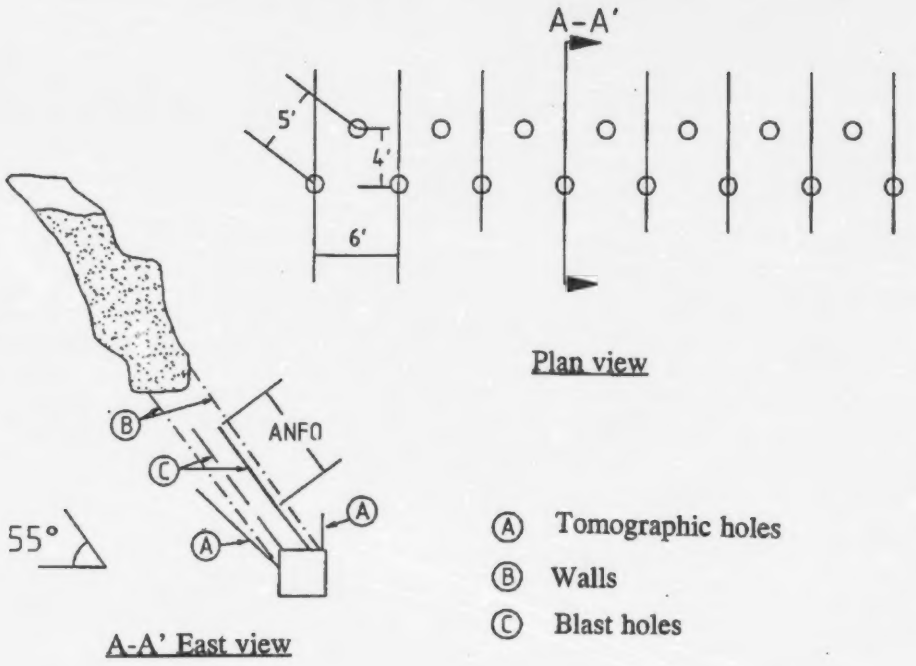

Figure 5. Pattern of holes drilled for the destress blast.

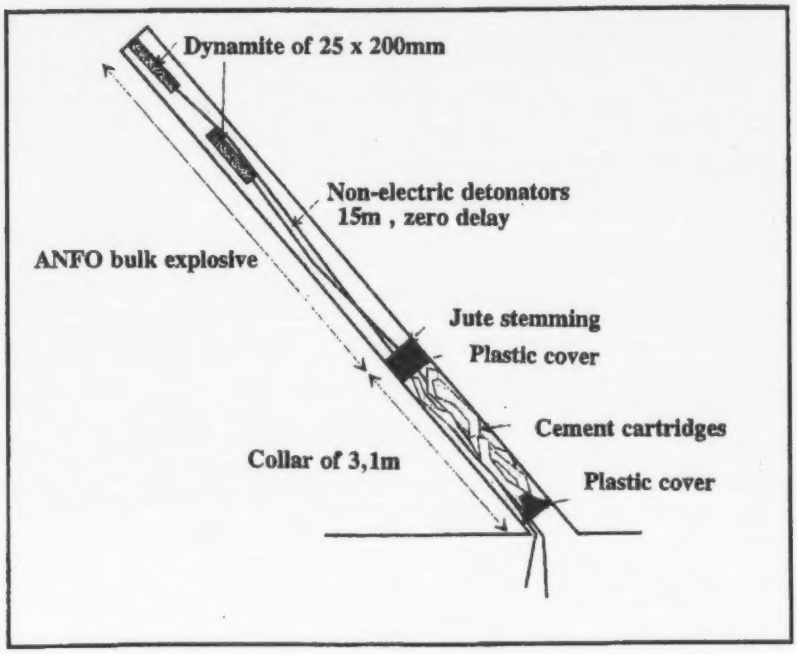

Figure 6. Schematics of the loading of the drillholes.

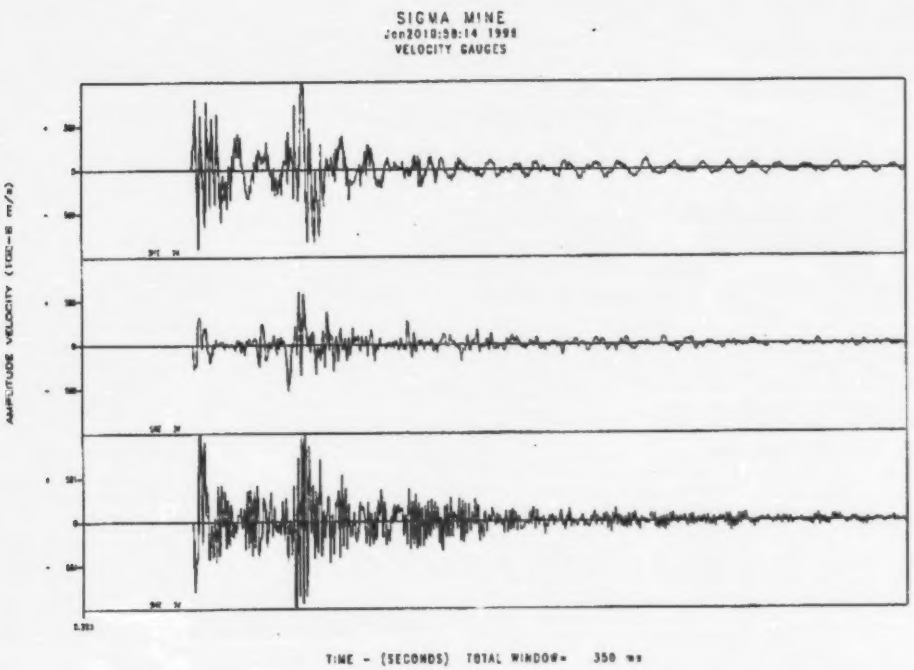

Figure 7. Far-field recording of the blast.

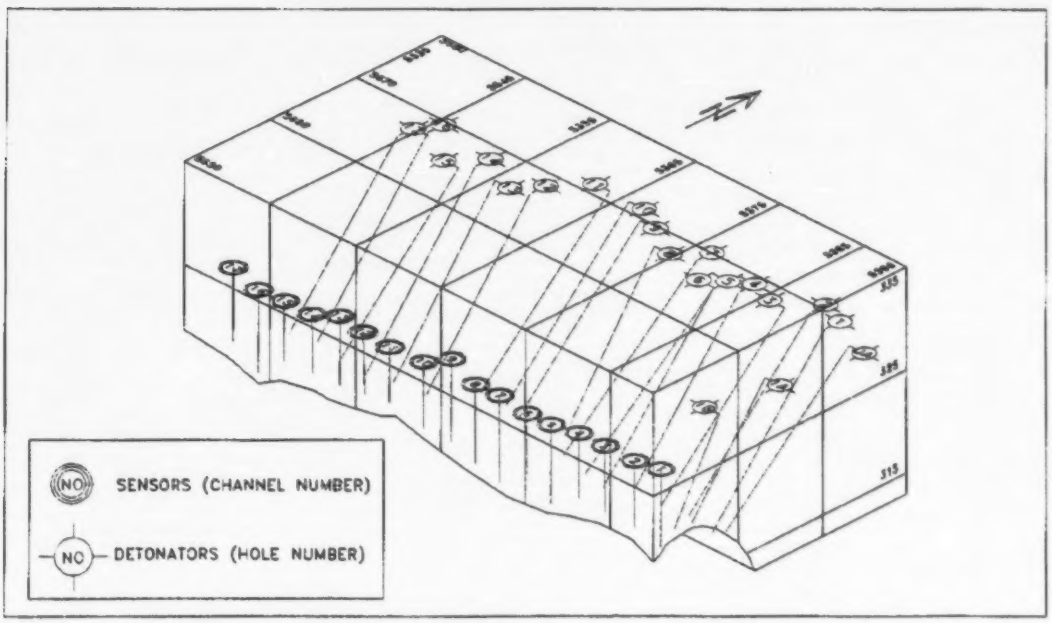

Figure 9. Location of the transmitters and the receivers for the tomography survey.

Figure 8a. The drift 3420E before the blast - Section 5 350 E (east view).

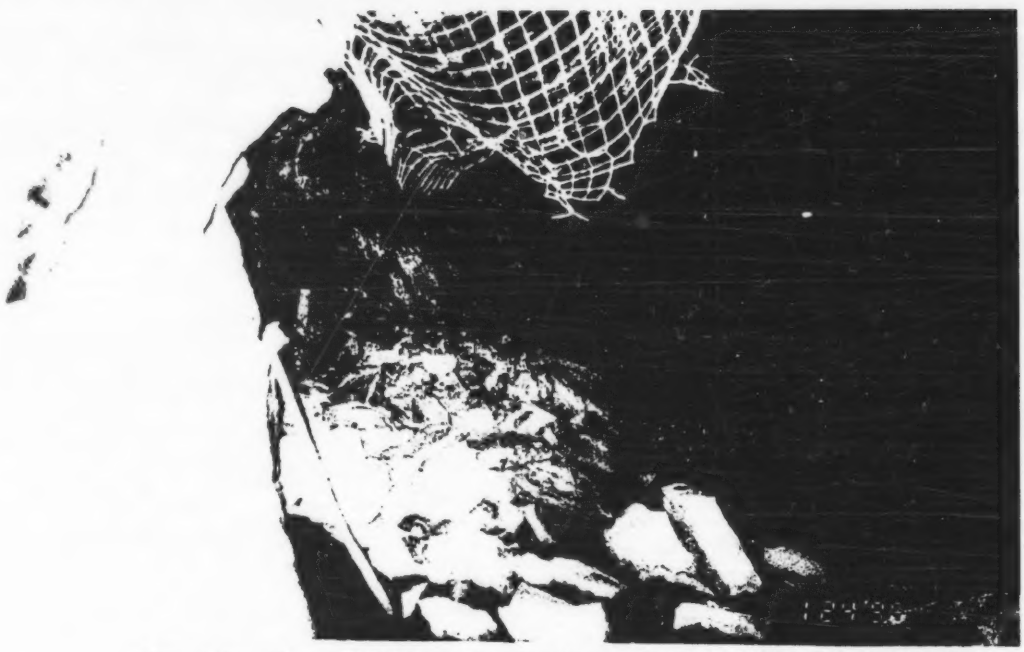

Figure 8b. The drift 3420E after the blast - Section 5 350 E (east view).

Figure 10a. Tomographic profile determined before the blast.

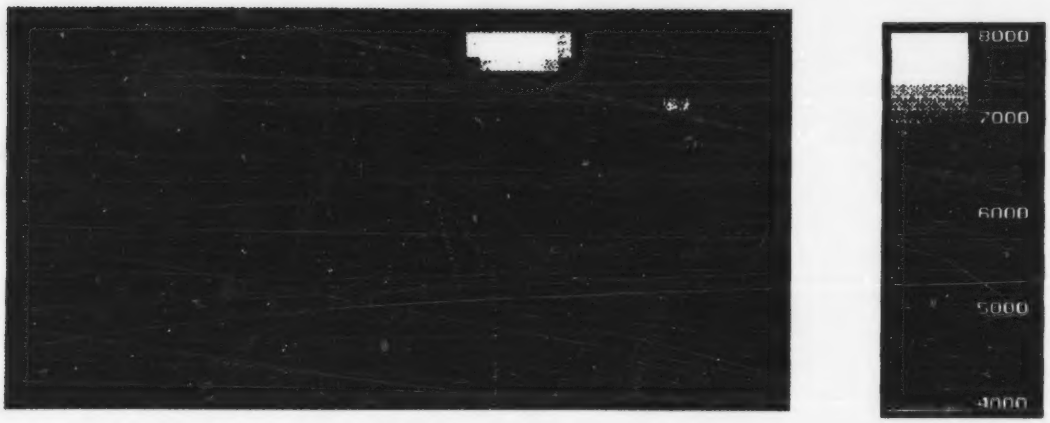

Figure 10b. Tomographic profile determined after the blast.

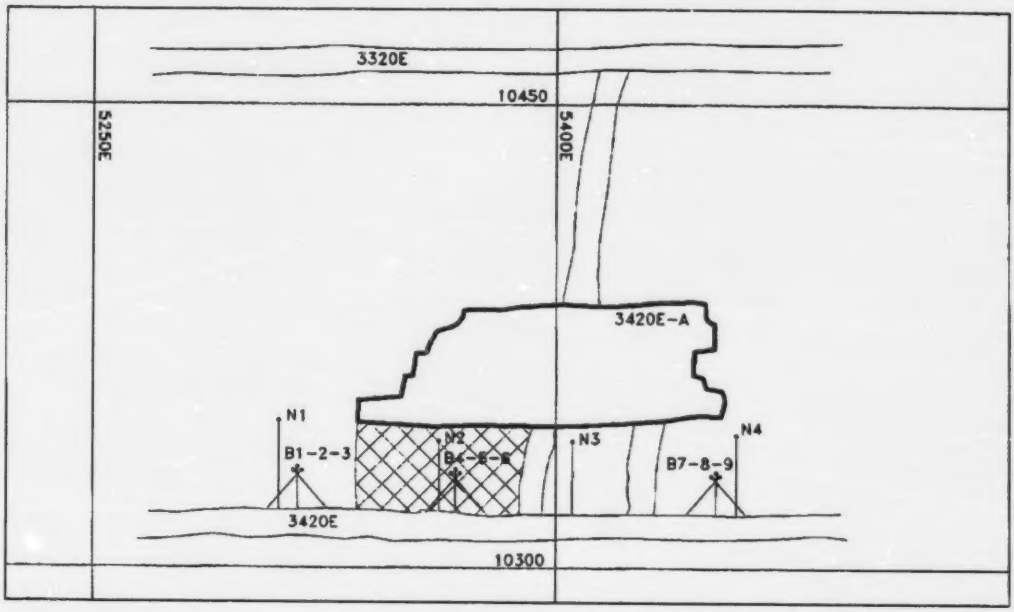

Figure 11. Pattern of boreholes drilled for the stress measurements.

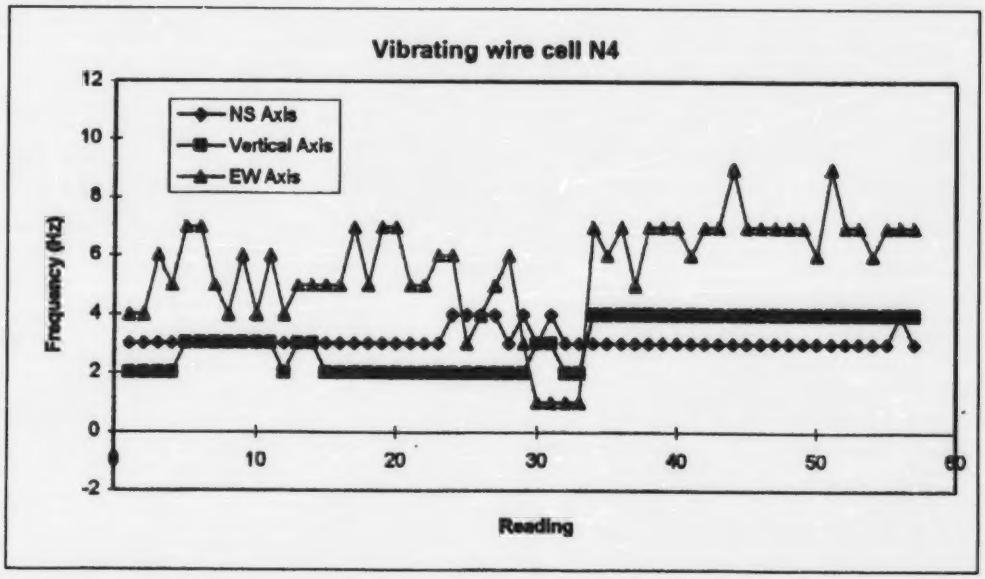

Figure 12. Variation of frequency shown by the vibrating wire cell N4.

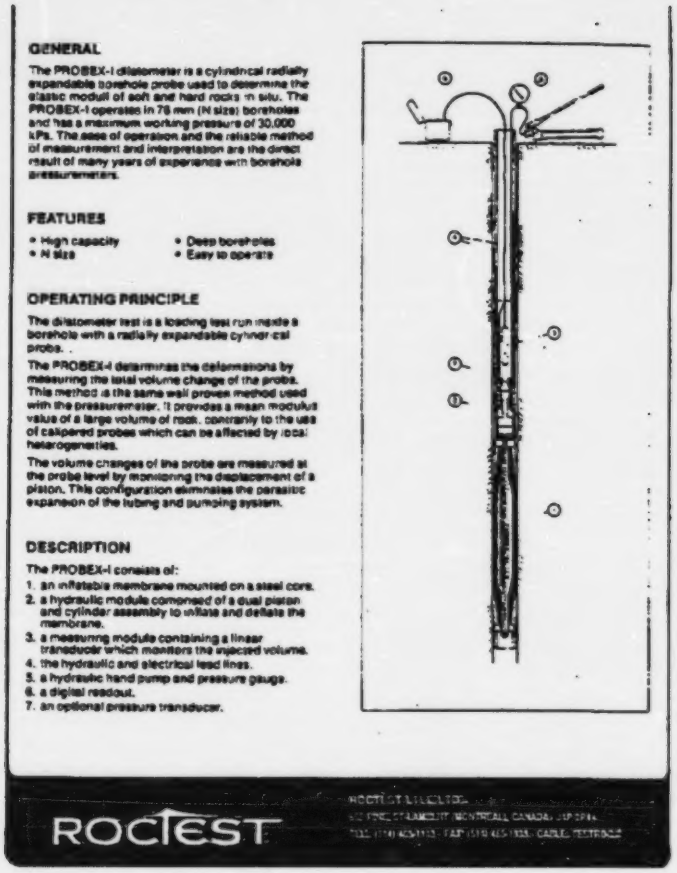

Figure 13. Determination of *in situ* rock deformability with dilatometer (Courtesy of Roctest).

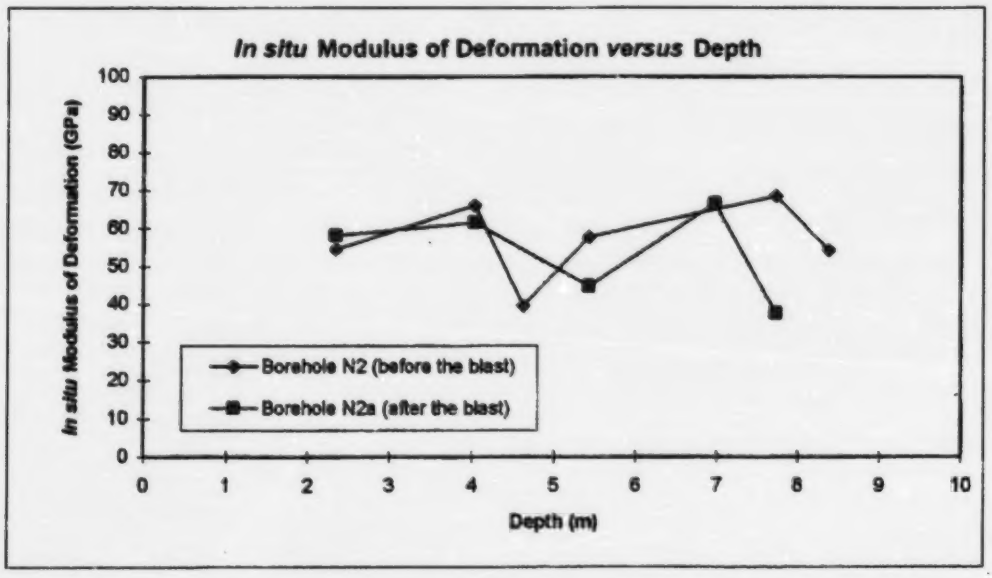

Figure 14. Profiles of deformability determined for boreholes N2 and N2a.

ESSAI DE DYNAMITAGE DE PRÉFRACTURATION À LA MINE SIGMA:
Contexte de l'expérience et résultats obtenus

Février 1997

LABORATOIRES DES MINES ET DES SCIENCES MINÉRALES
D. Labrie, M. Plouffe, A. Harvey et C. Major
Mine-laboratoire de Val d'Or

Rapport présenté à la 19e Session d'étude sur les techniques de sautage de la Société d'énergie explosive du Québec
Québec, 31 octobre - 1 novembre 1996

LABORATOIRES DES MINES ET DES SCIENCES MINÉRALES
RAPPORT DIVISIONNEL MMSL97-143(F)

ESSAI DE DYNAMITAGE DE PRÉFRACTURATION À LA MINE SIGMA:
Contexte de l'expérimentation et résultats obtenus[1]

par

Denis Labrie[2], **Michel Plouffe**[3], **André Harvey**[4] **et Charles Major**[5]

SOMMAIRE

Un essai de dynamitage de préfracturation a été effectué à la mine Sigma au mois de janvier 1996, pour examiner une façon de réduire les contraintes induites par les excavations dans des secteurs fortement chargés. Le sautage a été effectué dans le pilier de protection d'un chantier situé au niveau 34, à environ 1 500 mètres sous terre. Des relevés géophysiques et des essais géomécaniques ont été effectués à l'intérieur du pilier et aux extrémités du chantier avant et après le tir pour déterminer l'efficacité du sautage.

Cette présentation fait le point sur le contexte de l'expérimentation et les paramètres du tir. Le patron de forage et les types d'explosif et de chargement utilisés sont spécifiés. Les résultats de mesure obtenus sont présentés et discutés.

---

1 MOTS CLÉS: Coup de terrain, rupture violente, tir de préfracturation, levé géophysique, relevés structuraux, détermination de contrainte, suivi de contrainte, essai au dilatomètre, module de déformation en place, essai en laboratoire, résistance en compression, modules de déformation élastique, effet d'échelle.

2 Ingénieur en mécanique des roches, CANMET, Labaratoires des mineset des sciences minérales, Ottawa.

3 Chef de groupe en séismologie miniére, CANMET, Labaratoires des mineset des sciences minérales, Ottawa.

4 Ingénieur senior, Mines Aurizon, Mine Beaufor, Val-d'Or. Originalement ingénieur en contrôle de terrain, Placer Dome Canada ltée, Division Mines Sigma, Val-d'Or.

5 Ingénieur, ICI Explosifs Canada, Division Explonor, Val d'Or.

DESTRESS BLAST TESTING AT SIGMA MINE:
Experimentation and results[1]

by

Denis Labrie[2], Michel Plouffe[3], André Harvey[4] and Charles Major[5]

SUMMARY

An experimental destress blast was carried out at Sigma Mine during January 1996, in order to find a way to decrease the stresses induced by mining in loaded areas. The blast was performed in the sill pillar of a stope located on level 34, about 1500 metres underground. Geophysical and geomechanical surveys were made in the pillar and at the ends of the stope, before and after the blast, in order to determine the efficiency of the blast.

This report presents the experiment and the blast parameters. The blast pattern and the explosives used are specified. The results are presented and discussed.

---

1 KEYWORDS: Rockburst, violent failure, destress blast, geophysical survey, structural surveys, stress determination, stress monitoring, dilatometer testing, in situ modulus of deformation, laboratory testing, compressive strength, modulus of elasticity, scale effect.

2 Rock Mechanics Engineer, CANMET, Mining and Mineral Sciences Laboratories, Ottawa

3 Group Leader in Mining Seismology, CANMET, Mining and Mineral Sciences Laboratories, Val d'Or

4 Senior Engineer, Mines Aurizon, Beaufor Mine, Val-d'Or.Previously Ground Control Engineer, Placer Dome Canada Ltd., Division Mines Sigma, Val-d'Or

5 Engineer, ICI Explosives Canada, Division Explonor, Val d'Or

TABLE DES MATIÈRES

Page

SOMMAIRE ii

SUMMARY iii

INTRODUCTION 1

CONTEXTE DE L'EXPÉRIMENTATION 2

LE TIR DE PRÉFRACTURATION 3

- Le patron de forage 3
- Le chargement des trous et amorce du tir 4
- La séquence de tir et les dommages observés 4

LEVÉS GÉOPHYSIQUES ET ESSAIS GÉOMÉCANIQUES 5

- Levé géotomographique 6
- Détermination et suivi des contraintes 7
- Mesure de la déformabilité en place 8
- Propriétés du matériau en place 9

ANALYSE NUMÉRIQUE 10

DISCUSSION ET CONCLUSIONS 10

REMERCIEMENTS 12

RÉFÉRENCES 12

TABLEAUX 14

FIGURES 20

LISTE DES TABLEAUX

1. Orientation préférentielle et espacement moyen des discontinuités 14
2. Indices de qualité du massif rocheux (relevés effectués au niveau 34) 14
3a. Grandeur et orientation des contraintes principales et niveau de contrainte moyen déterminé avant le sautage 15
3b. Grandeur et orientation des contraintes principales et niveau de contrainte moyen déterminé après le sautage 15
4. Variations de contrainte déterminées à partir des cellules triaxiales à corde vibrante 16
5. Valeur des modules de déformation déduits des essais au dilatomètre 17
6. Résistance du matériau et du massif rocheux en fonction du critère de Hoek et Brown 18
7. Modules de déformation déterminés pour le matériau et le massif rocheux 19

LISTE DES FIGURES

1. Vue longitudinale de la zone P 20
2. Vue longitudinale du chantier 3420E 20
3. Projection graphique des discontinuités de la galerie 3416E 21
4. Illustration de la fracturation observée (galerie 3416E) 21
5. Patron de forage utilisé pour le tir de préfracturation 22
6. Schéma de chargement des trous de forage 22
7. Enregistrement de la vitesse des particules mesurée lors du sautage 23
9. Position des émetteurs et des récepteurs lors du levé tomographique 23
8a. Vue de la galerie 3420E avant le tir - section 5 350 E (vue est) 24
8b. Vue de la galerie 3420E après le tir - section 5 350 E (vue est) 24
10a. Profil de vitesse tomographique observé avant le tir 25
10b. Profil de vitesse tomographique observé après le tir 25
11. Plan des forages réalisés pour la détermination et le suivi des contraintes 26
12. Variation de fréquence montrée par le senseur à corde vibrante N4 26
13. Mesure de la déformabilité en place par essai au dilatomètre 27
14. Profil de déformabilité déterminé à l'intérieur des forages N2 et N2a. 27

INTRODUCTION

Un essai de sautage de préfracturation a été effectué à la mine Sigma le 20 janvier 1996. Le but de cet essai était de faire le point sur cette technique, et surtout d'examiner la possibilité d'utiliser cette technique pour réduire le risque de coup de terrain dans les endroits les plus susceptibles de se rupturer violemment.

Ce phénomène de rupture violente dans les mines profondes en roche dure est un phénomène bien connu. Il est présent dans de nombreuses exploitations minières du Québec et de l'Ontario (Hedley, 1992 [1]). Ce phénomène ne se limite pas au seul cas des mines profondes. Plus généralement, ce phénomène prend place dans les terrains fragiles quand le niveau de contrainte induite excède la résistance en place du matériau. Si on peut affirmer sans trop se tromper que tous les coups de terrain sont le résultat d'un excès de contraintes, la nature du phénomène n'en demeure pas moins très variée.

Les coups de terrain sont habituellement regroupés en deux (2) groupes: ceux associés au glissement le long de plans de faille ou de plans structuraux majeurs, et ceux associés à des énergies de déformation élevées à l'intérieur de massifs peu fracturés. Les dommages engendrés par les coups de terrain peuvent être très importants, selon la proximité de l'hypocentre du séisme par rapport aux excavations et l'énergie libérée par ce dernier.

Les coups de terrain observés à la mine Sigma font habituellement partie du second groupe de séismes, ceux associés à des énergies de déformation élevées. Parmi les facteurs généralement invoqués pour en expliquer la présence, on note surtout la géométrie des excavations — il faut éviter de créer ou de laisser des structures isolées à l'intérieur des zones de minage. Ces structures sont le foyer de concentration de contraintes et sont susceptibles de se rupturer violemment — et aussi la différence de propriété des unités géologiques présentes dans le secteur. Les unités les plus rigides sont souvent aussi les plus chargées. Leur rupture éventuelle libère une énergie qui ne pourra pas être reprise par les unités adjacentes. Les secousses engendrées lors de la rupture sont responsables de la majorité des dommages observés aux parois des excavations.

Il existe peu de solutions réellement simples pour réduire le potentiel de rupture violente dans les structures minières fortement chargées — la solution la plus simple consiste justement à

éviter ces situations difficiles, en uniformisant par exemple les fronts de taille et en adoptant une direction de minage allant vers l'extérieur du gisement, pour s'éloigner des infrastructures principales. Le sautage de préfracturation est alors une des rares solutions envisageables dans ces conditions. Le but de l'opération est de réduire le niveau de contrainte observé aux endroits les plus chargés — et de reporter les contraintes vers l'extérieur de la zone minée — en modifiant les propriétés du massif à ces endroits.

En effet, l'augmentation de la fracturation permet de réduire la rigidité du matériau et sa fragilité. Par conséquent, sa capacité de concentrer les contraintes s'en trouve diminuée, de même celle de se rupturer violemment. Sa résistance s'en trouve également diminuée, et par conséquent le niveau de contrainte qu'il peut supporter. Le cas échéant, les excédents seront repris par les extrémités du chantier — là où le niveau de contrainte est moins élevé et les dommages occasionnés par une rupture éventuelle seront moins critiques. Des expériences de ce genre ont été tentées à quelques reprises par le passé, certaines réussies, d'autres moins (Hedley, 1992 [1], Makuch et al., 1987 [2], ROCTEST, 1980 [3]).

CONTEXTE DE L'EXPÉRIMENTATION

L'essai réalisé en janvier 1996 visait avant tout à vérifier l'efficacité réelle de cette technique, pour réduire éventuellement le potentiel de rupture violente qui affecte les structures minières les plus chargées et surtout limiter les dommages associés aux séismes de plus forte intensité. L'essai a été réalisé à environ 1 500 mètres sous terre, au niveau 34, à l'intérieur du pilier de protection du chantier abandonné 3420E. Le chantier est situé à l'intérieur de la zone P, à environ 60 mètres du travers-banc principal et à quelques 150 mètres du puits de service et de hissage no. 3. Les vues longitudinales de la zone P et du chantier 3420E sont montrés aux figures 1 et 2.

Le chantier 3420E est situé à l'intérieur d'une zone de cisaillement orientée est-ouest et pendant vers le sud à 55 degrés, typique de la mine Sigma. Les épontes sont constituées de diorite porphyrique relativement homogène, plus ou moins cisaillée au contact avec la minéralisation. Celle-ci est contenue à l'intérieur de veines de quartz et de tourmaline. Quelques minéraux secondaires — tels pyrite, chalcopyrite, chlorite, carbonate, etc. — sont également présents. Les contacts avec les épontes sont de type concordant. On consultera le document de Robert

et al., 1983 [4], pour de plus amples détails sur la géologie de la mine et la minéralisation à la mine Sigma.

Des relevés structuraux ont été effectués à proximité du chantier, à l'intérieur des galeries 3416E et 3420E, pour connaître l'état de la fracturation dans le secteur. Les orientations préférentielles et les espacements moyens déterminés sont montrés au tableau 1. Règle générale, deux familles de discontinuités sont présentes, orientées de façon parallèle et perpendiculaire par rapport au gisement. Une troisième famille, intermédiaire aux deux premières, est quelquefois présente. L'espacement moyen des discontinuités varie entre 0.35 et 3.0 mètres. Les indices de qualité du massif ont été calculés. Les valeurs moyennes obtenues sont montrées au tableau 2. L'indice *RMR* par exemple est légèrement supérieur à 80, tandis que l'indice *Q* varie entre 1.6 et 3.3. Le graphe de la projection des discontinuités relevées à l'intérieur de la galerie 3416E est montré à la figure 3. Un exemple de la fracturation observée est, quant à elle, montré à la figure 4.

LE TIR DE PRÉFRACTURATION

Le tir de préfracturation a été limité à la portion ouest du pilier de protection situé à la base du chantier 3420E. La portion visée est comprise entre les sections 5 335 E et 5 390 E (voir figure 2). Le volume à fracturer était d'environ 450 m^3, ou 16 000 pi^3. Le patron de forage, les types d'explosif et de chargement et la séquence de tir utilisés sont détaillés dans les paragraphes suivants.

Le patron de forage

Quinze (15) trous de 38.1 mm (1½ po) de diamètre et de 8.5 m (28 pi) de longueur ont été forés au toit de la galerie 3420E, à l'intérieur du pilier de protection. Les trous ont été forés suivant le pendage de la veine, soit à environ 55 degrés vers le haut. Les trous ont été disposés en alternance sur deux lignes espacées de 1.2 m (4 pi), une située près du mur nord et une autre au centre de la galerie. L'espacement entre les rangées était de 0.9 m (3 pi). Un seul trou a été foré par rangée. Ce patron de forage a été utilisé pour obtenir un angle de fracturation optimal, à environ 45 degrés par rapport aux orientations principales moyennes des discontinuités. Le schéma de localisation des trous de forage est montré à la figure 5.

Le chargement des trous et amorce du tir

Les trous ont été chargés pneumatiquement sur une longueur de 5.5 m (18 pi) avec un explosif en vrac, de type ANFO. Le choix de l'explosif a été motivé par sa partition énergétique élevée en gaz. Les 3 mètres (10 pi) restants ont été remplis avec des cartouches de ciment à prise rapide — les cartouches ont été insérées dans les trous à l'aide d'un bourroir — , afin de maximiser le temps de rétention des gaz. Un couvercle de plastique et une bourre de jute ont été mis en place à l'intérieur des trous avant l'insertion des cartouches de ciment, pour éviter la réaction possible de l'ANFO avec le ciment. La longueur du collet était aussi supérieure à la profondeur maximale de l'endommagement créé par le fonçage de la galerie — l'endommagement est habituellement inférieur à 1 m. Le facteur-charge moyen s'établit à 0.2 kg/m^3 ou 0.15 lb/t.

Deux détonateurs non-électriques de 15 mètres de longueur et de période 0 ont été utilisés dans chaque trou. Ceci a permis l'initiation quasi-instantanée de tous les trous. Des cartouches-amorces de type dynamite 25*200 mm furent utilisées afin d'assurer un amorçage efficace de l'ANFO. Les détonateurs étaient raccordés à l'extérieur des trous à un cordeau détonnant mis à feu électriquement. Une illustration du chargement des trous est montrée à la figure 6.

La séquence de tir et les dommages observés

Toutes les charges ont été initiées en même temps, de façon à obtenir le maximum de puissance au moment de l'explosion. Un enregistrement du tir a été effectué à distance éloignée, à partir des capteurs installés pour suivre l'activité sismique dans le secteur. La signature de l'onde créée par le tir est montré à la figure 7. Nous n'avons pas essayé ici de corréler ce diagramme avec la puissance de tir, les facteurs d'ajustement requis pour ce faire nous étant soit inconnus, soit trop imprécis pour qu'on puisse conclure de façon valable sur la puissance réelle du tir. La magnitude de l'événement, déduite de l'analyse des ondes, a été estimée à 1 m_N ou, en terme d'énergie, à 1.84 kJ à 350 m du sautage. De fait, il convient plutôt ici d'examiner la signature du sautage et la durée de l'événement. Une seule onde P et S a été enregistrée, d'une durée relativement courte, inférieure à 150 msec, ce qui démontre bien que toutes les charges sont parties sensiblement en même temps. On a donc pu profiter du maximum de l'énergie disponible lors du sautage.

Une inspection du site après le tir a permis de constater cependant que le ciment avait été éjecté des trous lors du sautage. On peut penser qu'une partie de l'énergie disponible a alors été perdue, bien que cette quantité demeure difficile à évaluer. Aussi, malgré le support mis en place avant le tir — toutes les galeries de production et de halage à la mine Sigma sont supportées à l'aide de boulons à coquille standard et de boulons à la résine. Des bandes métalliques et un grillage de retenue de calibre 12 sont également ajoutés vis-à-vis les chantiers (voir figure 8a) — , quelques dommages ont été observés au toit de la galerie, spécialement du coté nord.

Les dommages les plus importants ont été observés aux environs de la section 5360 E — une baie de forage y avait été créée par le passé — , comme le montre la figure 8b. Ailleurs, les dommages ont été relativement mineurs, compte-tenu de la puissance du tir et la proximité de la paroi. Ils ont été limités au grillage sectionné par l'explosion et à un écaillage léger de la paroi.

LEVÉS GÉOPHYSIQUES ET ESSAIS GÉOMÉCANIQUES

Des relevés techniques ont été effectués avant et après le tir pour vérifier son efficacité réelle, et surtout mesurer son impact sur les propriétés du massif rocheux dans le secteur. Les propriétés examinées sont: 1) la vitesse des ondes sismiques, laquelle est influencée par l'état de contrainte et de fracturation du milieu étudié; 2) l'état de contrainte réel et son évolution dans le temps, à l'intérieur du pilier et aux extrémités du chantier; et 3) la déformabilité du matériau en place, déterminée aux mêmes points de mesure. La résistance et les modules de déformation élastique du matériau ont été déterminés en laboratoire. La nature des relevés effectués et les résultats obtenus sont présentés à l'intérieur des prochaines sections.

Levé géotomographique

La géotomographie est une technique géophysique qui permet d'estimer les propriétés d'un milieu à partir des profils de vitesse et d'atténuation des ondes qui voyagent dans ce milieu (Young et al., 1987 [5]). Parmi les propriétés habituellement examinées, on note le degré d'homogénéité du milieu, ses modules de déformation, son état de contrainte, son état de fracturation, ou toute autre propriété qui peut être corrolée aux profils de vitesse obtenus. Si la

grandeur absolue des propriétés est encore difficile à déterminer précisément, en raison des limitations de la méthode et des difficultés posées par la calibration des mesures, cette méthode est néanmoins très utile pour étudier la variation ou l'évolution des propriétés d'un milieu donné dans le temps. C'est ce que nous avons tenté de vérifier à l'intérieur du présent programme d'essai.

Deux (2) séries de trous ont été forés. Une série de trous a été forée à un angle de 50 degrés vers le haut dans le mur nord, où étaient installés les émetteurs d'ondes. Une autre série a été forée verticalement dans le toit près du mur sud, pour y placer les récepteurs. Les trous étaient espacés de 0.9 m (3 pi). Leur longueur était de 6.1 et 2.1 m (20 et 7 pi) respectivement pour les trous à angle et verticaux. La position des émetteurs et des récepteurs définissait ainsi un plan de mesure quasi-horizontal situé à une distance d'environ 2 m (6.6 pi) au-dessus de la galerie, à l'intérieur du pilier. Une vue isométrique de la galerie 3420E et des trous forés est montrée à la figure 9.

Les émetteurs sont des détonateurs sismiques électriques placés à la profondeur désirée. Un seul détonateur est initié à la fois. L'onde résultante est alors reçue par tous les récepteurs situés sur la ligne opposée. Le temps d'arrivée de l'onde à chacun des récepteurs est noté. Une série de tirs est effectuée à partir de chacun des trous comportant un détonateur, pour couvrir toute la surface du pilier. La vitesse des ondes dans le milieu est calculée. Les profils de vitesse déterminés avant et après le sautage de préfracturation sont montrés aux figures 10a et 10b.

Détermination et suivi des contraintes

Les contraintes ont été déterminées en trois (3) endroits spécifiques, au centre du pilier et aux extrémités du chantier. La méthode utilisée est celle du *doorstopper*, pratiquée à l'intérieur de forages de calibre B. La détermination du tenseur de contraintes complet nécessite l'exécution de trois forages en chacun des endroits, les forages devant converger vers le point de mesure. Celui-ci était situé à une profondeur d'environ 4 m (13 pi) au dessus de la galerie, suivant le pendage du gisement. Un schéma d'implantation des forages est montré à la figure 11.

Les échantillons récupérés des forages ont été rechargés en laboratoire pour déterminer les modules de déformation élastiques spécifiques à ces derniers. Les résultats de mesure sont interprétés en faisant appel à la théorie d'élasticité linéaire usuelle pour les matériaux homogènes. La grandeur et l'orientation des contraintes déterminées avant et après le sautage sont montrées aux tableaux 3a et 3b. On a aussi calculé la grandeur de la contrainte moyenne et déviatorique en chaque point de mesure. Les résultats sont aussi montrés.

Le niveau de contrainte moyen maximal déterminé avant le sautage est situé au centre du pilier, avec une valeur de 104 MPa. La valeur de la contrainte moyenne aux extrémités du chantier était alors de 34 et 64 MPa, déterminée aux extrémités ouest et est respectivement. Après le sautage, la contrainte moyenne déterminée à l'intérieur du pilier avait chuté à 59 MPa. Aux extrémités ouest et est du chantier, elle s'établissait à 42 et 19 MPa respectivement. Ces grandeurs doivent être examinées dans leur réelle perspective, en gardant bien à l'esprit la nature expérimentale de la mesure et la grande variabilité observée sur les matériaux rocheux en place.

Par ailleurs, trois cellules triaxiales ont été installées à l'intérieur de forages de calibre N, effectués aux mêmes endroits à proximité des forages précédents. Ces cellules ont permis de suivre l'évolution des contraintes dans le secteur durant toute la période qu'auront duré les travaux — une légère modification du régime de contrainte aura été notée au cours de la période d'essai, suite à un coup de terrain majeur survenu à la fin du mois de novembre 1995 à un niveau inférieur. La variation moyenne observée était alors de l'ordre de 1 ou 2 MPa, principalement dans l'axe des forages — . Aussi, bien que les résultats soient mitigés, les cellules ont néanmoins montré un léger changement du niveau de contrainte suite au sautage de préfracturation. Ainsi, une diminution de 2.3 MPa a été observée dans l'axe du forage, à l'extrémité est du chantier. La cellule située à l'intérieur du pilier a été détruite par le sautage. Quant à la cellule installée à l'extrémité ouest du chantier, sa position était loin d'être optimale et aucune variation significative n'y a été enregistrée. Cette cellule avait dû être installée à l'intérieur de la zone d'endommagement de la galerie, à moins d'un (1) mètre de profondeur à l'intérieur du forage, une fissure avec déplacement latéral empêchant l'installation de la cellule au-delà de cette distance. Les résultats obtenus sont montrés au tableau 4. Les courbes de réaction de la cellule installée à l'extrémité est du chantier — forage N4 — sont montrées à la figure 12.

Mesure de la déformabilité en place

Des essais au dilatomètre ont été effectués avant et après le sautage à l'intérieur des forages de calibre N pour déterminer le module de déformation en place du matériau et vérifier l'effet du sautage sur celui-ci — ces forages avaient été effectués au début des travaux pour permettre l'échantillonnage du matériau rocheux et l'installation des cellules triaxiales pour suivre l'évolution des contraintes. Auparavant, les forages ont été inspectés pour en connaître les conditions générales. L'inspection à la géocaméra a révélé la présence de nombreux bris à la paroi des forages — ces bris sont une indication du niveau de contrainte élevé qui prévaut dans le secteur, supérieur à 50% de la résistance nominale de la roche. Le forage N1 présentait un cisaillement majeur dès le début. Il n'a pu être utilisé pour les essais. Un second trou — le forage N1a — a été foré, à proximité, après le sautage. Le forage N2 initial a été détruit par le sautage. Un second trou — le forage N2a — a également été foré, à proximité, après le sautage. Le forage N3 présentait des bris importants.

Quelques essais y ont été tentés uniquement après le sautage. Néanmoins, dès que les conditions s'avéraient acceptables — selon la sévérité des dommages présents à la paroi des forages — , la sonde dilatométrique a été insérée à l'intérieur des forages et des essais ont été effectués. Un schéma de la sonde dilatométrique est montré à la figure 13 pour expliquer son fonctionnement. La sonde est introduite dans le forage à la profondeur choisie et la membrane est gonflée à la pression désirée. Le volume de fluide injecté pour gonfler la membrane ou déformer le forage constitue une mesure de la déformabilité du matériau. L'essai est poursuivi à différentes pressions de chargement, pour définir complètement la courbe pression-déformation. L'interprétation fait appel à la théorie d'élasticité standard pour matériau homogène linéaire. Les essais ont été répétés à deux reprises, pour connaître l'effet du rechargement. Les résultats obtenus sont montrés au tableau 5.

Le module de déformation en place moyen déterminé est de l'ordre de 55 GPa. Le résultat des essais effectués avant le sautage ne diffère guère de celui obtenu après le sautage. La différence moyenne observée est d'environ 10% — une diminution de module de 7% a été observée pour le forage N2 ou N2a après le sautage, et une augmentation de 11% pour le forage N4. Le durcissement dû au rechargement est nul, ce qui montre que le matériau est bel

et bien élastique. Le profil de déformabilité déterminé pour le forage N2 et N2a avant et après le sautage est montré à la figure 14.

Propriétés du matériau en place

Des essais de compression ont été réalisés en laboratoire sur les échantillons récupérés des forages de calibre N, pour déterminer la résistance et les modules de déformation élastique du matériau. Les valeurs obtenues ont été extrapolées au massif rocheux en utilisant les facteurs de correction usuels, pour tenir compte de l'effet d'échelle inhérent aux massifs rocheux. Les résultats sont montrés aux tableaux 6 et 7. Nous n'élaborerons pas davantage sur la façon de déterminer la valeur des paramètres et des modules montrés ici. Le lecteur intéressé consultera les références indiquées au bas des tableaux pour plus de détail sur le sujet.

Ce qu'il faut mentionner ici concerne plutôt la résistance du matériau qui va de 110 à 230 MPa — valeur moyenne calculée — selon le type de matériau testé, et le module de déformation du matériau ou du massif qui se situe généralement entre 25 et 80 GPa, selon la méthode utilisée pour procéder à son évaluation et l'échelle considérée. Plus particulièrement, on remarquera que les résultats obtenus à partir des essais au dilatomètre sont intermédiaires à ceux obtenus en laboratoire sur les éprouvettes de matériau intact et ceux obtenus de façon empirique pour le massif.

ANALYSE NUMÉRIQUE

Les méthodes décrites et les résultats présentés ici seraient incomplets si on ne rappelait l'objectif principal des travaux effectués et les raisons qui motivent l'utilisation du sautage de préfracturation comme moyen de réduire les niveaux de contrainte — et les risques de rupture violente — dans les structures minières fortement chargées. L'utilisation de cette technique implique en effet que si on arrive effectivement à garder ou à réduire le niveau de contrainte observé en un endroit du massif en deçà d'un niveau acceptable pour la sécurité des opérations et du personnel, il faut aussi accepter que les contraintes libérées par le sautage iront charger les zones adjacentes au-delà de leur niveau actuel. Aussi, idéalement, cette technique ne

devrait pas être utilisée sans avoir vérifié au préalable le potentiel de rupture réel des structures visées, et surtout, que le sautage ne produira pas un chargement excessif des structures avoisinantes.

Une façon de procéder pour ce faire a été proposée par Simon et al., 1995 [9], dans leur document sur l'évaluation du potentiel de coup de toit dans les mines en roche dure. Les auteurs proposent d'effectuer une analyse de contrainte de la structure visée — par exemple en utilisant un des logiciels de modélisation numérique disponibles sur le marché actuellement — et de vérifier le degré de stabilité de la structure. Lorsque le niveau de contrainte admissible est dépassé, on compare les rigidités relatives des diverses unités géologiques qui composent la structure pour décider du potentiel de rupture violente à l'intérieur de celle ci. Cette méthodologie a été utilisée parallèlement à la préparation du présent essai de préfracturation. Les résultats de ces analyses seront publiés prochainement. Ils viendront compléter ceux présentés à l'intérieur du présent document.

DISCUSSION ET CONCLUSIONS

Nous avons essayé à l'intérieur du présent document de préciser le contexte de travail qui a entouré la mise en place et la réalisation d'un essai de sautage de préfracturation à la mine Sigma. Cette méthode pourrait s'avérer efficace pour réduire le niveau de contrainte qui s'exerce dans certaines structures minières fortement chargées. Non limitées, les contraintes conduisent le plus souvent à des phénomènes de rupture violente à l'intérieur du massif rocheux. Ces phénomènes, ou coups de terrain, constituent un risque d'accident non négligeagle qui doit être contrôlé, voire éliminé. Outre le risque pour le personnel, ils causent habituellement des dommages importants aux infrastructures et entrainent des coûts de réhabilitation élevés.

Le tir a été effectué le 20 janvier 1996, à l'intérieur du pilier de protection du chantier 3420E, situé à environ 1 500 mètres sous terre. Le volume de massif impliqué lors de l'essai était d'environ 450 m^3. Le patron de forage et les types d'explosif et de chargement utilisés ont été choisis pour profiter au maximum de l'énergie disponible lors du sautage — pour accroître le niveau de fracturation du massif tout en maintenant l'intégrité du pilier. Des levés géophysiques et des essais géomécaniques ont été effectués avant et après le sautage pour juger de l'efficacité réelle de ce dernier. Les résultats ont été présentés.

Bien que mitigés, ces résultats montrent bien néanmoins les buts recherchés par cette expérience, à savoir la réduction du risque de rupture violente du massif en réduisant sa rigidité et sa fragilité, et en redistribuant ou en limitant les contraintes en deçà d'un niveau maximal acceptable. Malheureusement, la précision des instruments utilisés, et surtout la nature et la variabilité des propriétés à déterminer — caractéristiques intrinsèques aux propriétés des matériaux rocheux eux-mêmes — , ne permettent pas encore de statuer sur l'efficacité réelle du sautage effectué. Un suivi rigoureux de l'activité sismique dans le secteur au cours des prochains mois pourrait fournir quelques éléments de réponse supplémentaires. Quelques essais de chargement en laboratoire sur le matériau préfracturé pourrait également fournir des résultats intéressants, pour dépister tout changement dans le comportement du matériau.

On aimerait pouvoir conclure ici que le sautage de préfracturation constitue la solution à tous les cas de structures minières fortement chargées, susceptibles de se rupturer violemment. On retiendra plutôt qu'une fois épuisées les possibilités d'ajustement permises par la conception des excavations et la séquence de minage, il s'agit possiblement là d'une des seules alternatives laissées à l'ingénieur de mine pour tenter de réduire le potentiel de rupture violente de certaines structures minières fortement chargées, en déplacant les excédents de contraintes vers les endroits les moins chargés ou les moins critiques pour la sécurité des travailleurs et le fonctionnement des opérations.

REMERCIEMENTS

De nombreuses personnes ont collaboré à la réalisation des travaux. Les forages au diamant ont été effectués par Robert Lemay et Daniel Perron de l'entreprise N. Morissette de Val-d'Or. Ces derniers ont aussi aidé à la réalisation des essais en chantier. Le tir de préfracturation a été préparé par le personnel de la mine Sigma, avec l'assistance du personnel d'ICI Explosifs Canada, Division Explonor, à Val-d'Or. Les relevés techniques et les essais ont été effectués par le personnel des laboratoires de CANMET de Val-d'Or, Ottawa et Sudbury. Les travaux d'analyse numérique sont effectués par les chercheurs de l'École Polytechnique de Montréal et de l'Université McGill. Nous désirons remercier ici toutes les personnes impliquées de près ou de loin dans l'exécution des travaux, ou qui par leurs efforts ont permis la réalisation du projet.

Les travaux de chantier ont été réalisés grâce au support matériel et financier de la mine Sigma. Outre la mine Sigma, le financement du projet est assuré par CANMET et les gouvernements du Québec et du Canada en vertu de l'Entente auxiliaire Canada-Québec pour le développement minéral.

RÉFÉRENCES

1. HEDLEY, D.G.F., 1992. Rockburst Handbook for Ontario Hardrock Mines, CANMET Special Report 92-1E (SP), Mining Research Laboratories, CANMET, Natural Resources Canada, Ottawa, 305 p.

2. MAKUCH, A., NEUMANN, M., HEDLEY, D.G.F., BLAKE, W., 1987. Destress blasting at Campbell Red Lake Mine, CANMET Special Report 87-8E (SP), Mining Research Laboratories, CANMET, Natural Resources Canada, Ottawa, 42 p.

3. ROCTEST, 1980. Prévention et mesure (des coups de charge dans les mines): État actuel des connaissances, *in* Étude sur les coups de charge dans les mines, Rapport réalisé pour le Ministère de l'Énergie et des Mines, Gouvernement du Québec, 74 p.

4. ROBERT, F., BROWN, A.C., AUDET, A.J., 1983. Structural control of gold mineralization at the Sigma Mine, Val-d'Or, Québec, CIM Bulletin, Vol. 76, No. 850, pp. 72-80.

5. YOUNG, R.P., HUTCHINS, D.A., McGAUGHEY, J., TOWERS, J., JANSEN, D., BOSTOK, M., 1987. Geotomographic imaging in the study of mining induced seismicity, *in* Preprints of the Fred Leighton Memorial Workshop on Mining Induced Seismicity, Queen's University, pp. 41-67.

6. HOEK, E., BROWN, E.T., 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, *in* Rock Engineering for Underground Excavations, Proc. of the 15th Can. Rock Mechanics Symp., University of Toronto, pp. 31-38.

7. BIENIAWSKI, Z.T., 1978. Determining rock mass deformability: experience from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sc., Vol. 15, No. 5, pp. 237-248.

8. NICHOLSON, G.A., BIENIAWSKI, Z.T., 1990. A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification, Int. J. Min. Geol. Engng, Vol. 8, No. 3, pp. 181-202.

9. SIMON, R., AUBERTIN, M., MITRI, H.S., 1995. Evaluation of rockburts potential in hard rock mines, Rock Mechanics and Strata Control Session, 97th CIM Annual General Meeting, Halifax, Nova Scotia, 10 p.

TABLEAUX

Tableau 1. Orientation préférentielle et espacement moyen des discontinuités.

GALERIE	TRAVERSE	ORIENTATION PRÉFÉRENTIELLE			
		Numéro	Direction (°)	Pendage (°)	Espacement moyen (m)
3416 E	Toutes	1	014	86	1.33
		2	103	74	0.78
		3	248	78	0.32
3420 E	Toutes	1	033	90	2.82
		2	094	79	0.35

Tableau 2. Indices de qualité du massif rocheux (relevés effectués au niveau 34).

IDENTIFICATION			INDICES de QUALITÉ				
Galerie	Traverse	Unité géologique	λ^* (#/m)	RQD	RMR	Q	Q'
3416 E	Toutes	Type C	1.54	99	81	1.6-2.2	16.5-22.0
3420 E	Toutes	Type C	1.33	99	82	1.6-3.3	16.5-33.0

* Nombre de fractures par mètre.

Tableau 3a. Grandeur et orientation des contraintes principales et niveau de contrainte moyen déterminé avant le sautage.

SITE	σ_1		σ_2		σ_3		σ_{moy}[1] (MPa)	$\tau_{dév}$[2] (MPa)
	Mag. (MPa)	Az/Pen[3] (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Pen (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Pen (°/°)		
Site 1	55.0	057/14	46.9	146/-05	1.8	036/-74	34.5	23.4
Site 2	134.0	002/-56	92.3	018/-38	86.6	101/09	104.3	21.1
Site 3	77.7	162/-24	60.7	081/20	54.6	025/-57	64.3	9.7

Notes
[1] Contrainte moyenne.
[2] Contrainte déviatorique.
[3] Pendage négatif (-) dirigé vers le bas.

Tableau 3b. Grandeur et orientation des contraintes principales et niveau de contrainte moyen déterminé après le sautage.

SITE	σ_1		σ_2		σ_3		σ_{moy}[1] (MPa)	$\tau_{dév}$[2] (MPa)
	Mag. (MPa)	Az/Pen[3] (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Pen (°/°)	Mag. (MPa)	Az/Pen (°/°)		
Site 1	64.4	158/-30	38.4	050/-28	24.8	106/46	42.5	16.4
Site 2	77.6	173/-86	54.1	029/38	47.6	107/-14	59.7	12.8
Site 3	32.6	022/21	21.2	115/07	4.4	042/-67	19.4	11.5

Notes
[1] Contrainte moyenne.
[2] Contrainte déviatorique.
[3] Pendage négatif (-) dirigé vers le bas.

Tableau 4. Variations de contrainte déterminées à partir des cellules triaxiales à corde vibrante.

FORAGE	SENSEUR[1] (Axe)	VARIATION MESURÉE		VARIATION de PRESSION[2] (MPa)
		Fréquence (Hz)	Déplacement (mm)	
N1	NS	-14	-0.00113	-0.32
	V	0	0.0	0.00
	EW	-4	-0.00035	-0.19
N2	NS	-	-	-
	V	-	-	-
	EW	-	-	-
N4	NS	0	0.0	-0.35
	V	2	-0.00797	-2.27
	EW	2	0.00016	-0.32

Notes [1] Position du senseur □ Axe **NS**, Vertical, Axe **EW**.

[2] Module de Young$_{N1}$ de 50.34 GPa, coefficient de Poisson $_{N1}$ de 0.19.
Module de Young$_{N2}$ de 39.54 GPa, coefficient de Poisson $_{N2}$ de 0.26.
Module de Young$_{N4}$ de 51.32 GPa, coefficient de Poisson $_{N4}$ de 0.32.

Tableau 5. Valeur des modules de déformation déduits des essais au dilatomètre.

IDENTIFICATION		MODULE de DÉFORMATION			
Essai	Profon-deur (m)	Avant le sautage		Après le sautage	
		E (GPa)	ν	E (GPa)	ν
N1a.1	9.02	-	-	63.27	0.30
N1a.2	6.77	-	-	-	-
N1a.3	5.02	-	-	-	-
N1a.4	3.82	-	-	67.08	0.30
N2.1	8.37	54.18	0.26	-	-
N2.2	7.72	68.47	0.26	37.69	0.26
N2.3	6.97	-	-	62.52	0.26
N2.4	5.42	57.62	0.26	44.72	0.26
N2.5	4.62	39.54	0.26	-	-
N2.6	4.02	65.95	0.26	61.52	0.26
N2.7	2.32	54.54	0.26	58.08	0.26
N2.8	1.87	-	-	-	-
N3.1	7.77	-	-	59.60	0.30
N3.2	5.87	-	-	55.47	0.30
N3.3	4.02	-	-	66.60	0.30
N4.1	7.82	-	-	-	-
N4.2	7.07	55.11	0.32	-	-
N4.3	6.47	-	-	72.04	0.32
N4.4	5.77	47.53	0.32	50.24	0.32
N4.5	4.27	53.25	0.32	66.11	0.32
N4.6	3.52	67.59	0.32	-	-
N4.7	2.77	58.23	0.32	-	-

Notes E_m = $2 * (1 + \nu) * (V_o + V_m) / (\Delta V/\Delta P - C)$, où

E_m Module de déformation en place,

ν Coefficient de Poisson moyen, déterminé en laboratoire,

V_o Volume de gonflement initial, égal à 1950 cc,

V_m Variation du volume de gonflement, déterminée à 13.8 MPa (2000 psi),

$\Delta V/\Delta P$ Pente de la courbe du volume injecté *versus* la pression exercée, et

C Constante de calibration.

Tableau 6. Résistance du matériau et du massif rocheux
en fonction du critère de Hoek et Brown.

ÉCHANTILLON	MATÉRIAU	RMR	CONSTANTES du CRITÈRE [1]				
			σ_c [2] (MPa)	Matériau rocheux		Massif rocheux	
				m_i [3]	s_i [3]	m_m [3]	s_m [3]
N1.1	C cis.	73	113.80	5.96	1.0000	2.27	0.0498
N1.2	Type C	82	137.22	12.07	1.0000	6.34	0.1353
N1a.1	Type C	80	205.68	16.12	1.0000	7.89	0.1084
N1a.2	Type C	85	227.42	27.21	1.0000	15.92	0.1889
N2.1	Type C	84	229.72	27.33	1.0000	15.43	0.1690
N2a.1	Type C	83	228.43	11.74	1.0000	6.39	0.1512
N2a.2	Type C	78	146.68	18.21	1.0000	8.30	0.0868
N3.1	Qz-To	79	154.09	7.16	1.0000	3.38	0.0970
N4.1	Qz-To	77	122.81	19.89	1.0000	8.74	0.0776
N4.2	Type C	79	224.58	16.07	1.0000	7.59	0.0970

Notes
[1] Voir Hoek et Brown, 1988 [6], pour plus de détails sur le sujet.
[2] Résistance en compression uniaxiale moyenne calculée.
[3] Paramètres du critère de Hoek et Brown, $_i$ pour le matériau, $_m$ pour le massif.

Tableau 7. Modules de déformation déterminés pour le matériau et le massif rocheux.

IDENTIFICATION				MODULES de DÉFORMATION				
Échan-tillon	Maté-riau	RQD	RMR	E_l[1] (GPa)	E_d[2] (GPa)	$E_{m.RQD}$[3] (GPa)	$E_{m.RMR}$[4] (GPa)	ν[5]
N1.1	C cis.	69	73	45.66	-	9.01	16.88	0.16
N1.2	Type C	100	82	50.34	-	50.34	25.94	0.19
N1a.1	Type C	94	80	60.18	67.08	50.55	28.82	0.31
N1a.2	Type C	97	85	78.97	87.30	72.65	45.44	0.36
N2.1	Type C	98	84	90.18	65.95	85.36	50.02	0.25
N2a.1	Type C	89	83	71.36	58.08	50.42	38.16	0.31
N2a.2	Type C	90	78	56.01	44.72	41.07	24.92	0.21
N3.1	Qz-To	90	79	81.78	55.47	59.97	37.75	0.46
N4.1	Qz-To	84	77	92.19	58.23	52.85	39.53	0.33
N4.2	Type C	84	79	74.85	67.59	42.91	34.55	0.30

Notes
[1] Module de Young déterminé en laboratoire.
[2] Module de déformation en place déterminé par essai au dilatomètre.
[3] Module de déformation en place fonction du RQD (Bieniawski, 1978 [7]).
[4] Module de déformation en place fonction du RMR (Nicholson et Bieniawski, 1990 [8]).
[5] Coefficient de Poisson déterminé en laboratoire.

FIGURES

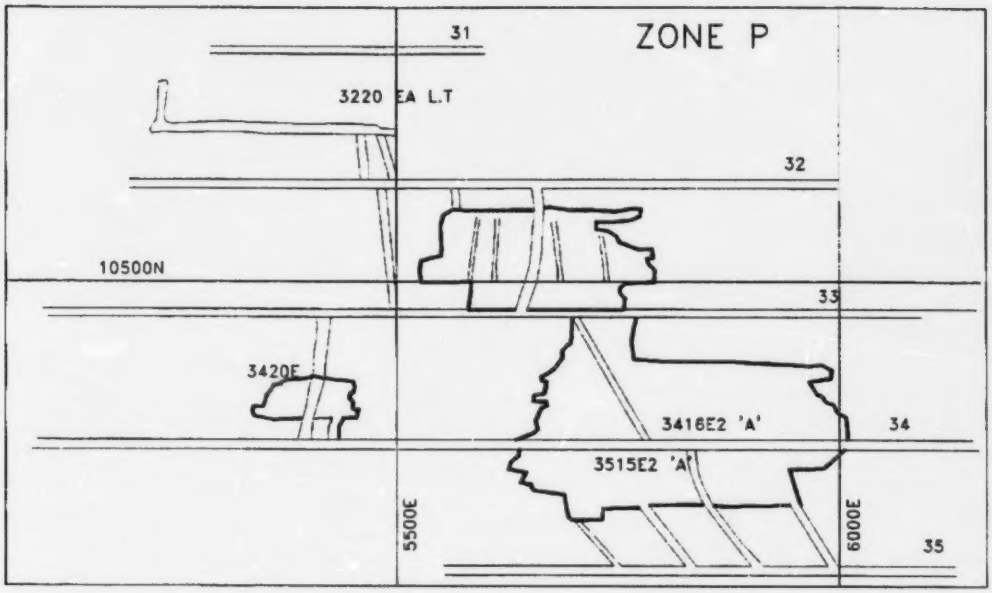

Figure 1. Vue longitudinale de la zone P.

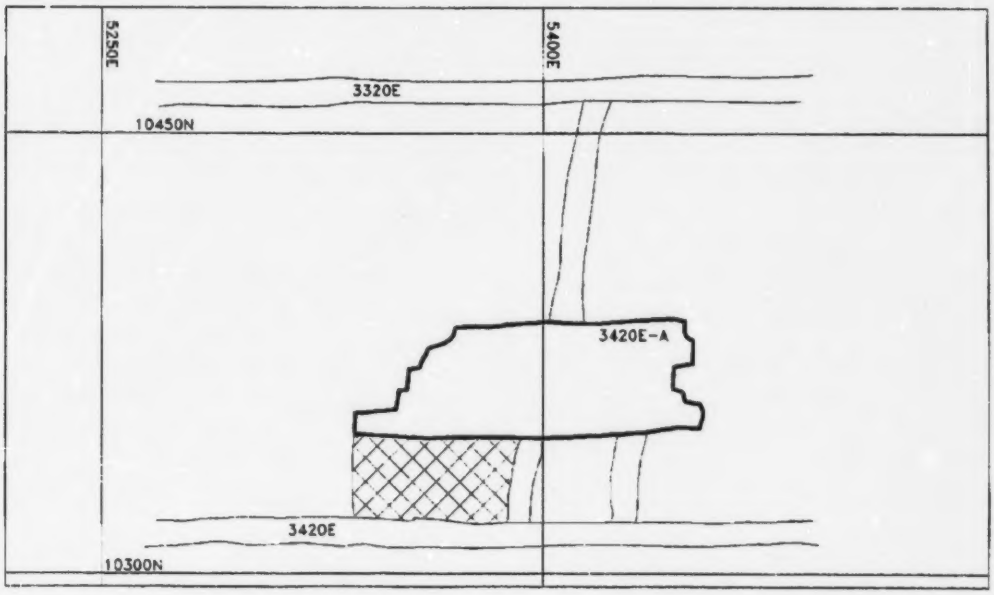

Figure 2. Vue longitudinale du chantier 3420E.

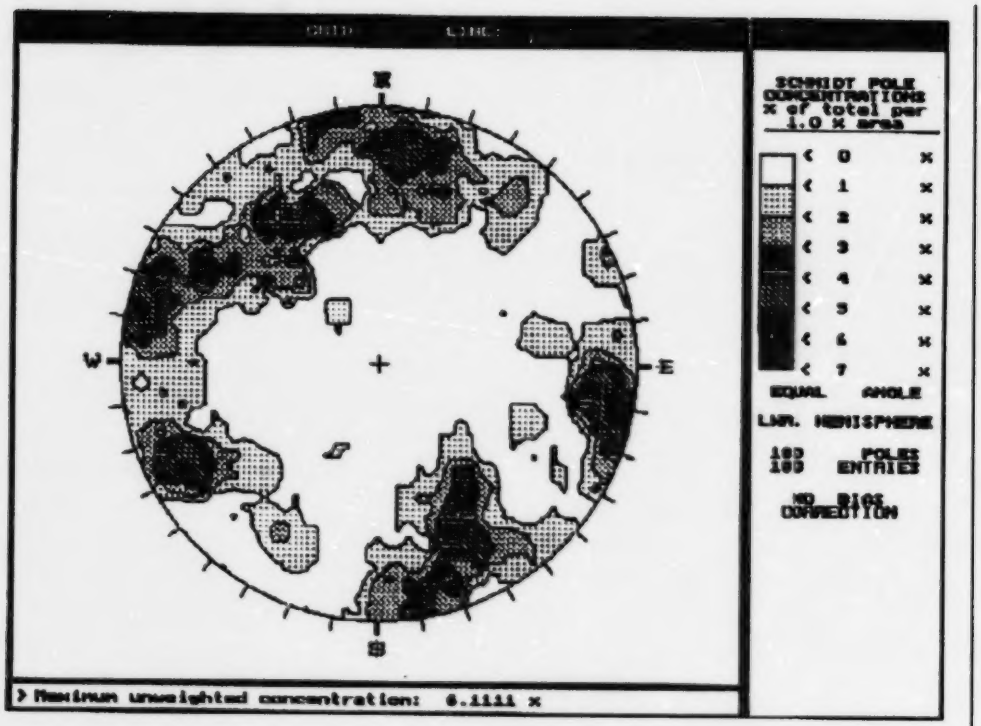

Figure 3. Projection graphique des discontinuités de la galerie 3416E

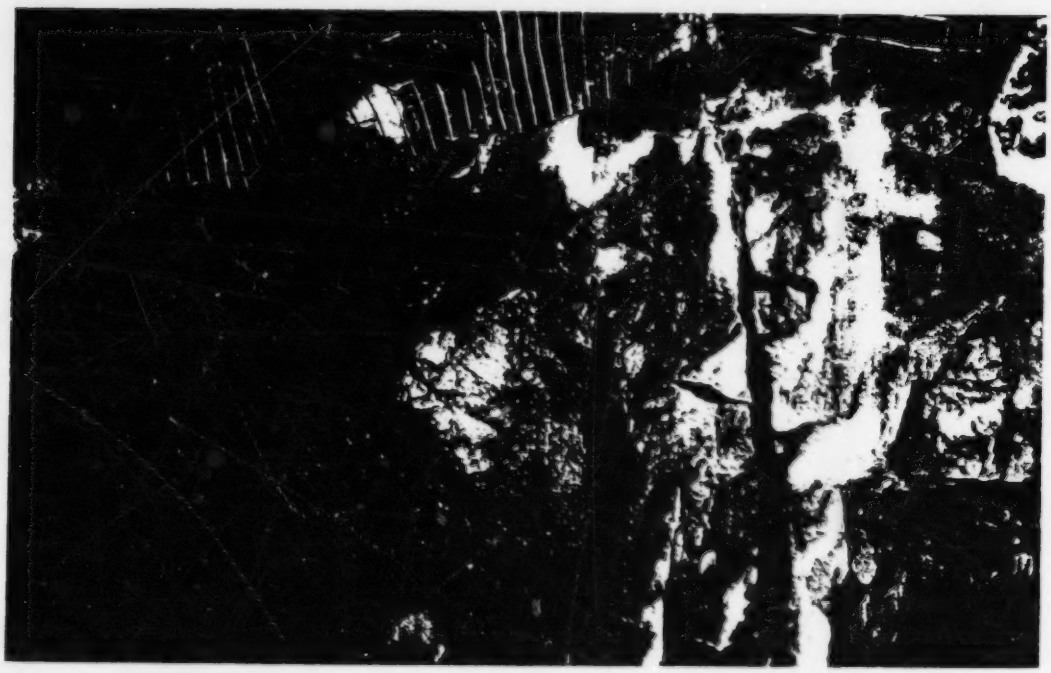

Figure 4. Illustration de la fracturation observée (galerie 3416E).

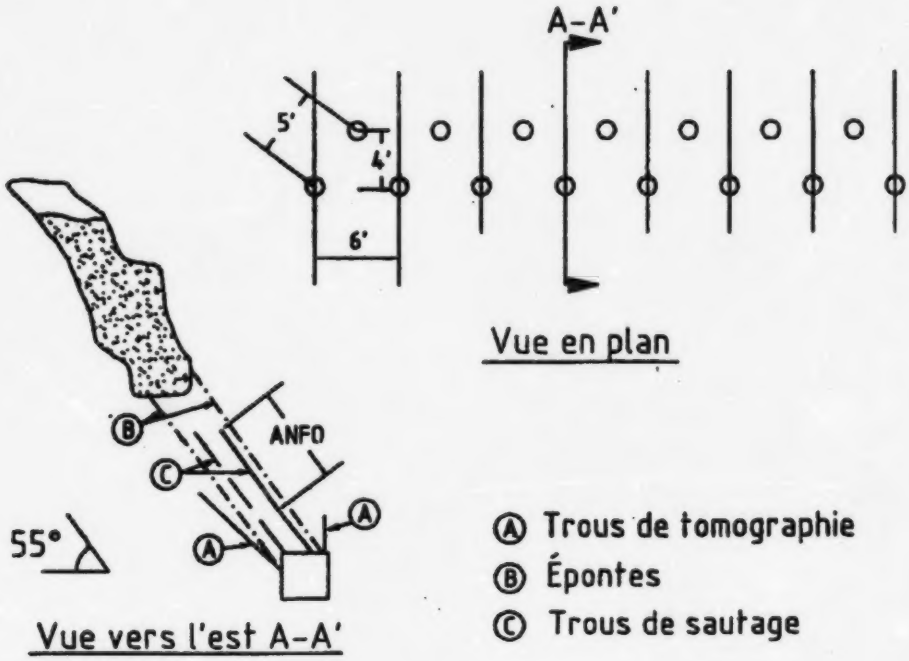

Figure 5. Patron de forage utilisé pour le tir de préfracturation.

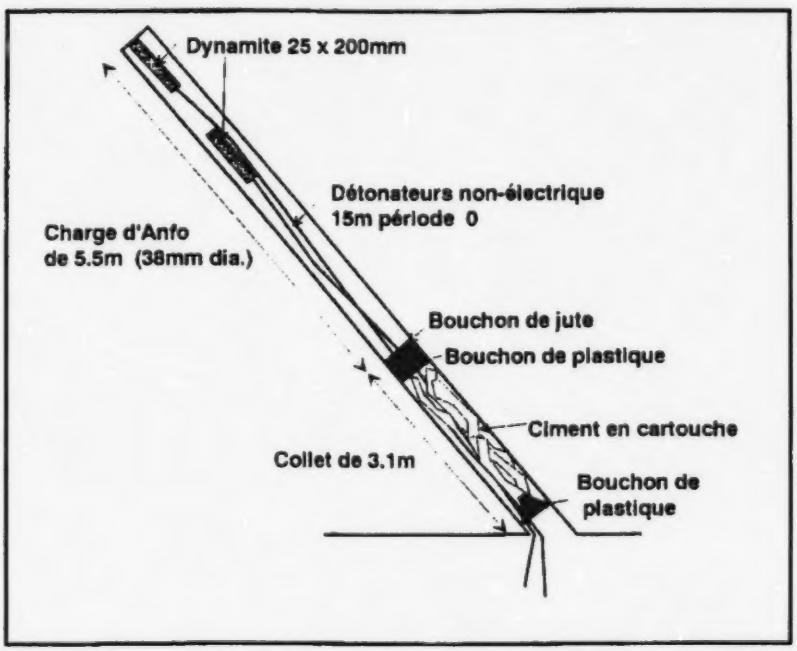

Figure 6. Schéma de chargement des trous de forage.

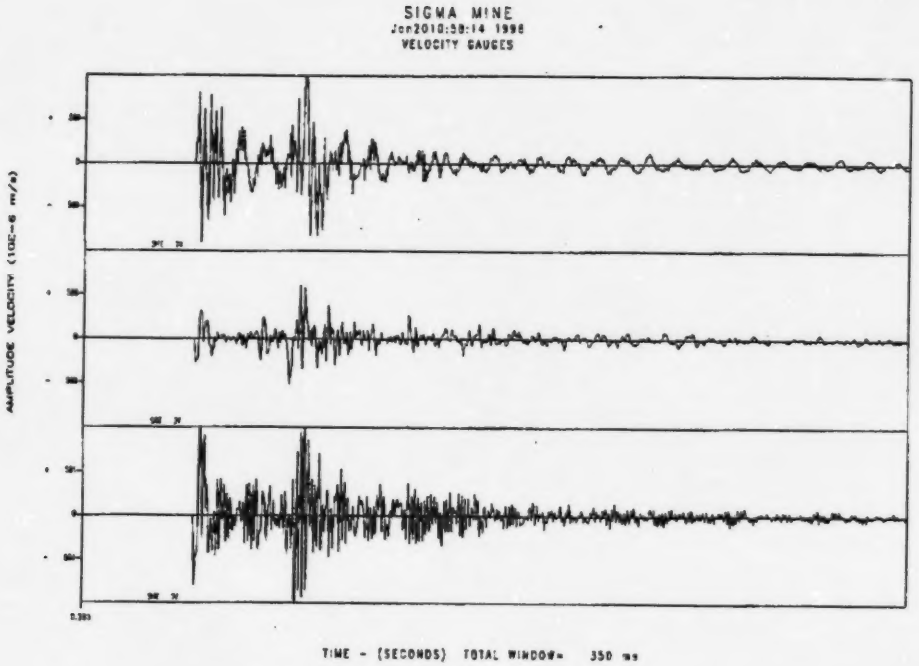

Figure 7. Enregistrement de la vitesse des particules mesurée lors du sautage.

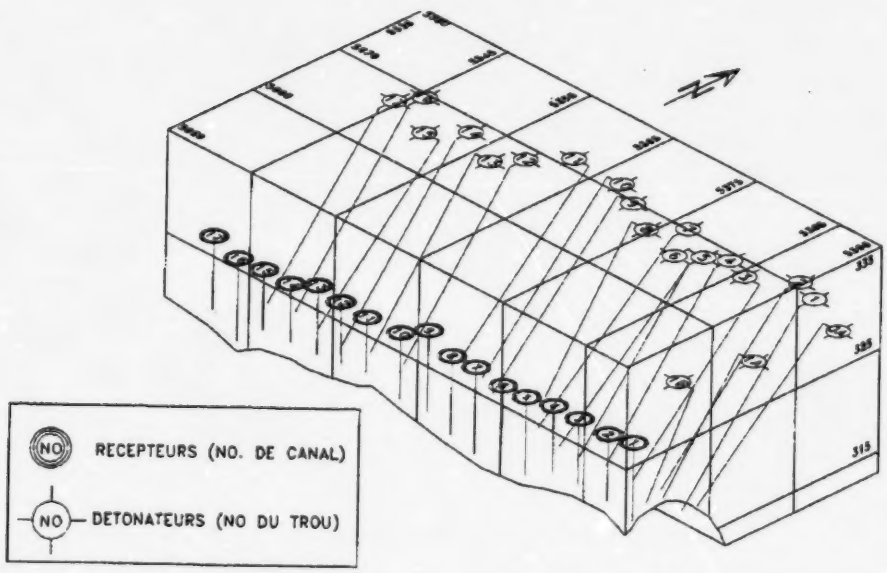

Figure 9. Position des émetteurs et des récepteurs lors du levé tomographique.

Figure 8a. Vue de la galerie 3420E avant le tir - section 5 350 E (vue est).

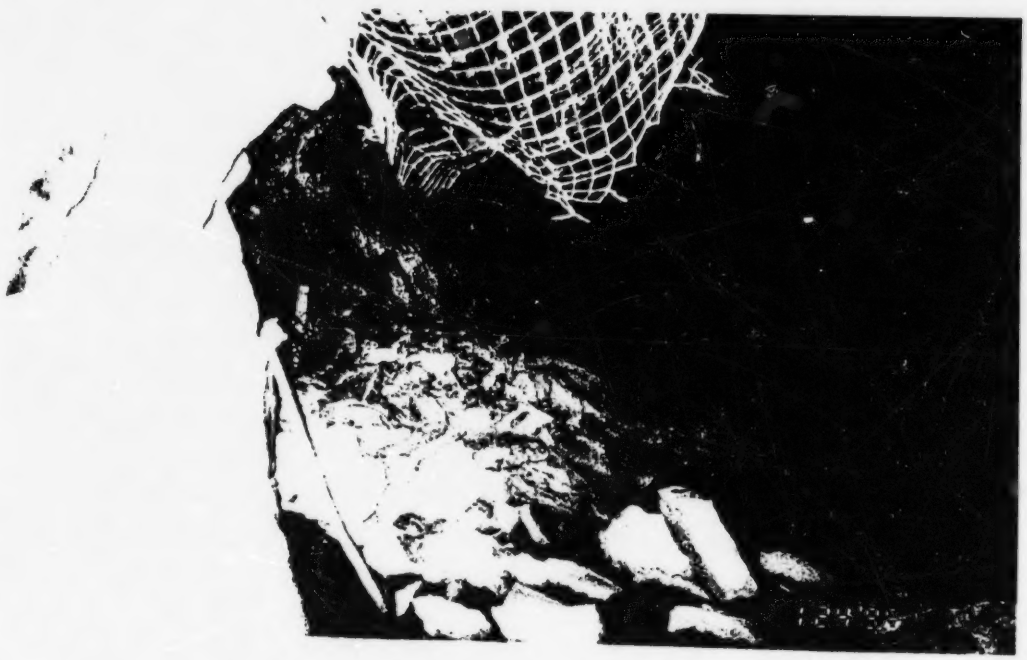

Figure 8b. Vue de la galerie 3420E après le tir - section 5 350 E (vue est).

Figure 10a. Profil de vitesse tomographique observé avant le tir.

Figure 10b. Profil de vitesse tomographique observé après le tir.

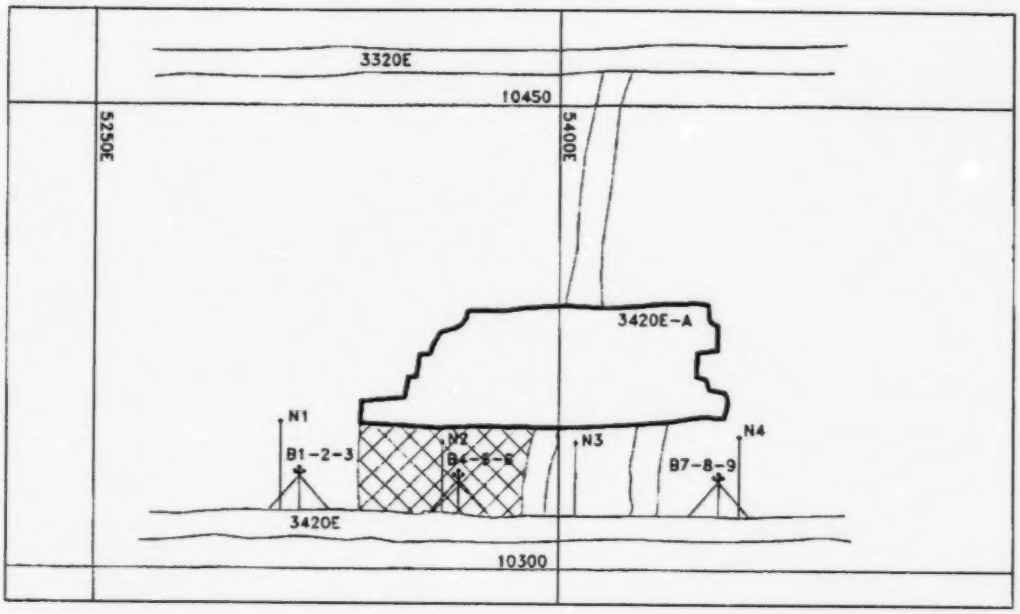

Figure 11. Plan des forages réalisés pour la détermination et le suivi des contraintes.

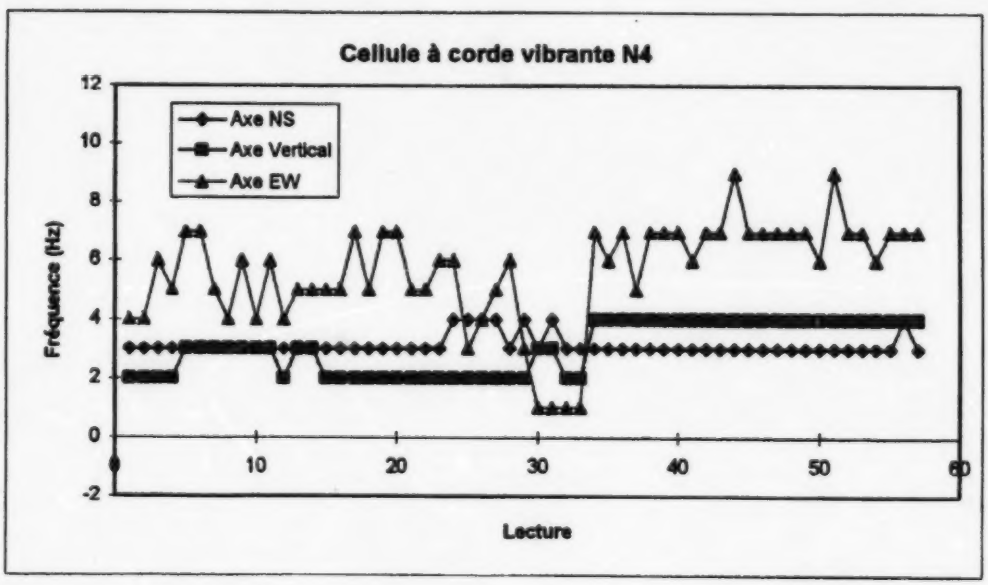

Figure 12. Variation de fréquence montrée par le senseur à corde vibrante N4.

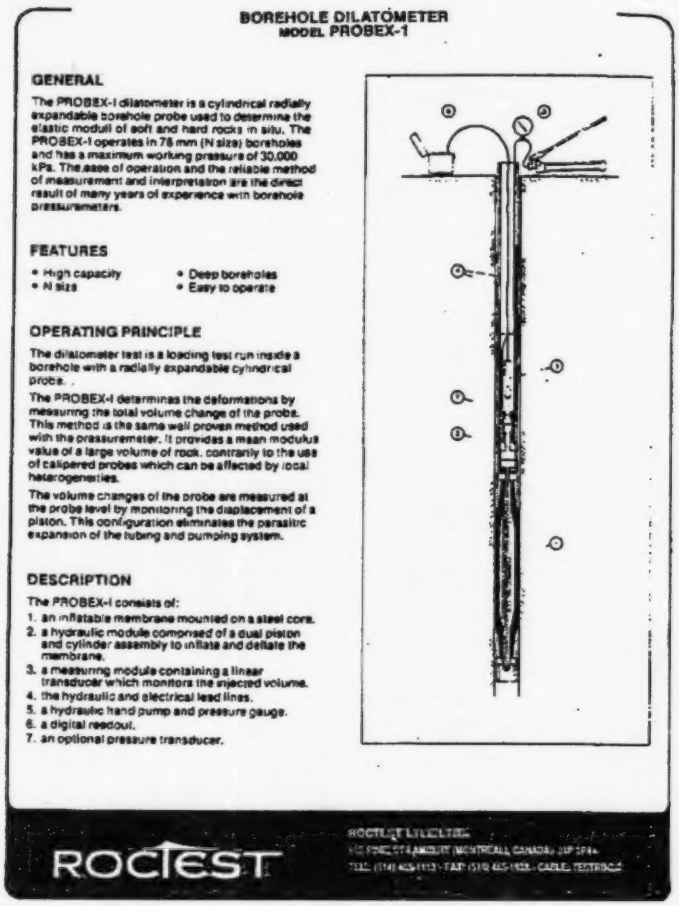

Figure 13. Mesure de la déformabilité en place par essai au dilatomètre.

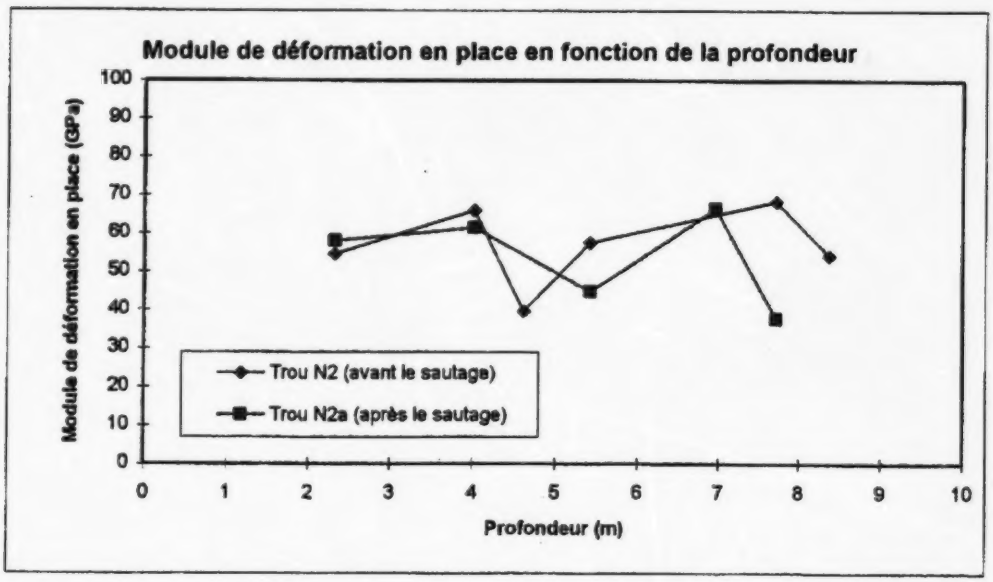

Figure 14. Profil de déformabilité déterminé à l'intérieur des forages N2 et N2a.